▲內政部登記證警字第一二二三號▼
▲中華郵政特准掛號認為新聞紙類▼

水利

第四卷

第三四期

中國水利工程學會發行

中華民國二十二年四月

中國水利工程學會

總幹事通訊處：　杭州浙江水利局
出版委員會通信處：　杭州浙江水利局轉

董　事　會

李儀祉　安西陝西水利局
汪胡楨　南京四條巷良友里二十號
沈百先　南京導淮委員會
張自立　杭州浙江水利局
孫輔世　蘇州太湖流域水利委員會
彭濟羣　天津華北水利委員會
李書田　天津華北水利委員會
陳懋解　南京建設委員會
宋希尙　南京揚子江水道整理委員會
須　愷　南京導淮委員會
周象賢　南京揚子江水道整理委員會

執　行　部

會　長　李儀祉　　副會長　李書田　　總幹事　張自立

特　種　委　員　會

出版委員會　汪幹夫(委員長)　顧世楫　李儀祉　張含英　周鎭倫
職員介紹委員會　須　愷(委員長)　孫輔世　宗希尙　李書田　陳懋解
會員委員會　陳湛恩(委員長)　洪　紳　陳澤榮　徐世大　蕭開瀛
會所委員會　余籍傳(委員長)　汪幹夫　盧恩緒　林平一　沈百先
基金保管委員會　李儀祉(委員長)　張自立　孫輔世

機　關　會　員

建設委員會　江蘇建設廳　導淮委員會　華北水利委員會　永定河河務局　中央大學　內政部　太湖流域水利委員會　交通部　唐山工程學院　河北建設廳　浙江建設廳　整理海河委員會　修浚閩江工程局　揚子江水道整理委員會　山東建設廳　陝西建設廳　河北工業學院　浙江水利局　建設委員會模範灌溉管理局　皖淮工程局　北洋工學院　南京市工務局　北方大港籌備委員會

水利月刊投稿簡章

(一)水刊登載關於水利工程之論著，計劃，研究，實施狀況等文字。撰著或翻譯均所歡迎。文體新舊不拘。引據之處請註出以便閱者。

(二)投寄之稿請依本雜誌行格謄寫爲最好。並請加標點符號。如投稿者，先將題目及大略字數示知，當將稿紙寄奉備用。

(三)如投寄翻譯稿件，請將原文題目著者及其來源詳細示知。倘蒙將原文寄閱尤妥。

(四)文中圖畫，除照相外請用黑色墨水繪製。務求清晰。並須字大線粗。

(五)稿件揭載與否。不能預告。原稿概不寄還。惟未登載之稿件，得因預先聲明可以檢還。

(六)稿後請註明姓名住址以便通信。

(七)稿件內容本會得酌量增刪之。如有不願者。請先聲明。

(八)稿件請寄杭州浙江水利局中國水利工程學會收。

水利月刊

第四卷　第三四期合刊

中華民國二十二年四月

目　錄

本刊文責由著者自負

永定河攔洪水庫(徐世大)……(85)

黃河之糙率(張含英)……(123)

水利法草案初稿(內政部)……(133)

雨量記載之研究(顧世楫)……(147)

黃河試驗簡要報告之一(恩格爾斯)……(149)

黃河試驗簡要報告之二(方修斯)……(155)

水利月刊

第四卷　第三四期合刊

中華民國二十二年四月

目錄

本刊文責由著者自負

永定河關北水庫(徐世大)……(85)

黃河之結華(張含英)……(123)

水利法草案初稿(內政部)……(133)

雨量記載之研究(顧世楫)……(147)

黃河試驗簡要報告之一(恩格爾斯)……(149)

黃河試驗簡要報告之二(方修斯)……(155)

永定河攔洪水庫

徐世大

（永定河治本計劃初稿）

第一節　攔洪水庫計劃

築壩於山峽以節永定河之洪流，前人已有發明。按永定河續志載同治十二年，知縣鄒岳上游置壩節宣水勢稟有云，「地勢西北高而東南下，奔流湍急，勢若建瓴，往往下方潰岸而上已揚塵，故河之難治，其病源在上游太驟，非下游不能容，實下游不能洩。若於上游段段置壩，層層留洞以節宣之，使其一日之流分作兩三日，兩三日之流，分作六七日，庶其來以漸，隄堰可以不至橫決。未入山以前，支經分疏，毋庸置壩也，旣出山以後，平壤曠衍，無從置壩也。惟山行之一二百里，有兩山束之以爲岸，則置壩之勢易就。開山石而爲之，則壩之工必省，壩之地擇其險僻彌望無田宅者，則漂沒之患無。壩之用在洩水，不在堵水，則衝決之時少。…」其後亦曾經踏勘地勢，議於官廳山峽之石甕崖下築壩，而覆勘結果，則以施工困難而止。列官廳水庫爲永定河工程之首，蓋以其形勢天然，又在永定河各支流匯集之後，其效用亦最大也。華北水利委員會調查永定河上游，又於桑乾河中游發現石匣里山峽，形勢與官廳無殊，堪作水庫之用。及十八年洪水發生，復以大部分洪水來源不在官廳上游，而在官廳三家店間，故於治本計劃大綱中，主張在官廳三家店間建築攔洪水庫五處。其時所根據之地形測圖，頗不準確，因三家店官廳一〇六公里間，均用視距測量長高也。十九年春，復測三家店官廳間之水準及地形，始知官廳三家店間之山峽過狹，坡度過陡，殊不適於水庫之建築。而根據十八年洪水情形，又不能無含蓄之地，以減少下游之洪水流量。故惟取太子墓附近一段，俾爲水庫。同時以石匣里遠在桑乾中游，建築水庫，所費甚鉅。且經詳密研究之結果，官廳水庫，已能節制十三年之洪水，石匣里水庫之效用，自甚薄弱，因亦棄而不用。故治本計劃大綱所舉建築水庫七處，本計劃僅留官廳及太子墓兩處而已。茲分述其形勢如左：

（甲）官廳水庫　官廳水庫，位置於察哈爾懷來縣境。壩址附近有官廳村，因以爲名（圖一）。水庫形如漏斗，上游寬廣入官廳山峽，恰各漏斗之柄。在同高線四

六九公尺時，南北長約九公里，上游可直達壞來，距壩約二十五公里。東西則在楊大大莊為最寬，約三・六公里。至壩址僅寬一〇六公尺，其面積與容量曲線，見（圖二）。壩址附近山峽，均為石灰岩，其層次向上游傾斜。壩址地質，前順直水利委員會曾探驗一次，鑽至三公尺時，因鑽頭膠着，不能下行而止。本會於十九年春間，復行探驗，共鑽三孔、第一孔鑽至七・五五公尺，即為大塊石所阻。第二孔至九・六五公尺。所取石樣頗似岩層。第三孔鑽至七・七〇公尺，亦見同樣石質，惟因河水驟漲，不能施工，遂致停頓。按此次探驗雖未得良好結果，然足證明前次所得結果，實未達石層。而石層最淺處，約在河底以下八九公尺。且石層真相尚未全明。必有待於繼續鑽探，方能為精密之計劃，故官廳壩址，現在假定如(圖一)。將來探驗結果，或更有移改之必要也。

（乙）太子墓水庫　太子墓水庫，位置於河北省宛平縣境之永定河山峽中，壩址離太子墓村約六百公尺，其山峽曲折特甚，延長十五六公里，見(圖三)。在高度三百公尺處，山峽最寬處，僅一千五百餘公尺，壩址則寬一百九十公尺。其面積及容量曲線，見(圖四)。壩址地質尚待探驗。

水庫洩洪機關，以涵洞為最優，故官廳及太子墓水庫，均採用此式。惟涵洞洩水面積若過大，則上游流速不勻，過小則當洪水初起時，隨水漂流之物不能下行，或有堵塞之患。茲定洞寬六公尺高四・五公尺。上作半圓形，底為方形，每洞剖面面積為二三・一平方公尺。(圖五)若將半圓部分依每半公尺高度分為若干等分，則各部分及層累之面積如左：

部　分	一	二	三	四	五	六
面　積（平方公尺）	二・九六	二・九二	二・六八	二・三一	二・〇〇	一・二七
層累面積（平方公尺）	二・九六	五・八八	八・五六	一〇・八七	一二・八七	一四・一四

若將上面層累面積，各數繪成曲線，求其面積與高度之關係，設以D為水之深度，則洩水之面積，可以左列公式計算之。

$A=6(D-1.5)0.8+9$ 平方公尺。

公式(一)

涵洞洩量，應分為兩部計算。(一)水面低於洞頂時。(二)水面高於洞頂時。前者為水槽式之流水，後者為洩孔式之流水也。而低水流量，又可分為方形部分及圓

形部分，玆分述如次。（參觀美國邁耶迷水利區技術報告第七卷）。

設以D為入口處水深(Depth of Water at Entrance)。D為正深，(Critical Depth)A為涵洞面積，J為A對D之微分系數，W為洞底寬度，S為洞底坡度，L為涵洞長度，Q為涵洞流量，G為地心吸引加速率，卽每秒九·八二公尺。P為濕周（Wetted Perimeter），R為水半徑（Hydraulic Radius），K為流量系數。C）為克特氏流速系數（Kutters Coefficient）F為摩擦可失之水頭，h為流速所需要之水頭，f 為入口時所損失之水頭，H為總水頭，V為出口時水流速度等，另附涵洞縱剖面圖，如圖七。

（一)水面在方形部分，其流量計算如左法：

(一)假定D

(二)以左列三式求正深之位置。

(1) $S > \frac{gA}{C^2WR}$(正深在出口處)。

(2) $S < \frac{gA}{C^2WR}$(正深在入口處)。

(3) $S = \frac{gA}{C^2WR}$(正深無定處)。

(三)以左式計算流量。

$$Q = kwD\sqrt{gD}。\qquad（公式二）$$

(四)以左式計算摩擦所損失之水頭。

$$F = \frac{Lg}{2C^2}\left(1+\frac{D^3}{D_1{}^3}\right)。\qquad（公式三）$$

(五)以左式計算涵洞上游水面高度（參觀圖六十八）。

$$Y = Y_0 + \frac{3}{2}D+F\qquad（公式四）$$

（二)水面在半圓形部分時，其流量則以左列公式計算之，（參觀Engineering News Kecord No. 26.19.26. The Hydraulic Jump and Critical Depth in fhe Design of Hydraulic Structures by T Hinds）。

$$Q = k\sqrt{2.05A^3(n-1.5)^{0.2}}。$$

（公式五）

此公式可以左列兩種方法證明之：

(1)不論何式之溝渠，其流量正正深時，可以左式表之。

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g}。\qquad（公式六）$$

$$令T = \frac{dA}{dD} = \frac{d}{dD}\left[6(D-1.5)^{0.8}+9\right]=4.8(D-1.5)^{-0.2}$$

$$故\frac{A3}{4.8(D-1.5)^{-0.2}} = \frac{Q^2}{g}。$$

$$是Q^2 = \frac{9.82}{4.8}\left[A^3(D-1.5)^{0.2}\right]。$$

$$卽Q = \sqrt{2.05A^3(D-1.5)^{0.2}}。$$

加入流量系數卽得公式五。

(2)依正深定義，在正深處，速度水頭，

加水深之總數爲最小，設以H爲速度水頭與水深之總數。則

$$Hc=D+\frac{V^2}{2g}=D+\frac{Q^2}{A^2 2g}。$$

求Hc對D之微分系數并使等於零。

$$則\frac{dHc}{dD}=1-9.32\frac{4.8Q^2}{[(D-1.5)^{0.8}+9](D-15)^{0.2}}=0$$

$$而Q^2=2.05A^3(D-1.5)^{0.2}。$$

$$故Q=\sqrt{2.05A^3(D-1.5)^{0.2}}。$$

加入流量系數，仍爲公式五。

求水頭摩擦損失F，及涵洞上游水面高度，與水面在方形部分同。卽用公式三及公式四可以求得。

（三）水面達到洞頂以上時卽爲高水流量，其計算如左。

$$H=\frac{V^2}{2g}+f+F=\frac{Q^2}{2gA^2}+Kc\frac{Q^2}{2gA^2}+\frac{LQ^2}{A^2C^2R}。（公式六）$$

$$但Q=kA\sqrt{2gH}。（公式七）$$

$$則H=\frac{Q^2}{2gk^2A^2}。（公式八）$$

$$代入公式六\frac{Q^2}{2gk^2A^2}=\frac{Q^2}{2gA^2}(1+Kc+\frac{2gL}{C^2R})。$$

$$是\frac{1}{k^2}=1+Kc+\frac{2gL}{C^2R}。$$

$$故k=\sqrt{\frac{1}{1+Kc+\frac{2gL}{C^2R}}}。$$

洞涵面積爲二三・一平方公尺，濕周爲一八・四公尺，而水半徑爲一・二六八尺。

涵洞入口處擬築成圓角形，則k爲○・二三，而洋灰之糙度系數約爲○・○一三，故C爲六九代入公式九，得

$$k=\sqrt{\frac{1}{1+.23+0.12}}=0.86，$$

$$Q=.86\sqrt{2gH}。（公式十）$$

所有各部流量之計算見左列各表：

第一表　六公尺寬四・五高上圓下方形涵洞低水流量計算表

水深（公尺）	水面坡度	面積（平方公尺）	$\frac{gAm}{C^2 mwRm}$	正深斷面之位置	K	一洞流量（秒立方公尺）	三洞流量（秒立方公尺）
○・五	○・○○二	三・二四	○・○○二四	出口處	一・○○	六・六	一九・八
一・○	○・○○二	六・二五	○・○○二四	同	○・九八	一八・四	五五・二
一・五	○・○○二	九・二五	○・○○二五	同	○・九六	三三・一	九九・三

二•〇	〇•〇〇二	一二•五〇	〇•〇〇二六	同	〇•九四	五〇•〇	一五〇•〇
二•五	〇•〇〇二	一五•一〇	〇•〇〇二八	同	〇•九二	七六•五	二二九•五
三•〇	〇•〇〇二	一七•四〇	〇•〇〇三一	同	〇•九一	九七•六	二九二•八
三•五	〇•〇〇三	一九•五〇	•〇〇三四	同	〇•九〇	一一八•〇	三五四•〇
四•〇	〇•〇〇二	二一•六〇	•〇〇三八	同	〇•九〇	一四一•〇	四二三•〇

第二表　六公尺寬四•五高上圓下形涵洞高水流量計算表(面積二三•一平方公尺)

水頭 H	流速水頭 H	水頭加流速水頭之開方數	K	流量(秒立方尺)	三涵洞之流量(秒立方公尺)
五•〇	〇•〇五	二•二五	〇•九〇	二〇七	六二一
一〇•〇	〇•〇五	三•一八	〇•八八	二八七	八六一
一五	〇•〇五	三•八八	〇•八六	三四二	一〇二六
二〇	〇•〇五	四•四八	〇•八六	三九七	一一九一
三〇	〇•〇五	五•四九	〇•八六	四八三	一四四九
四〇	〇•〇五	六•三三	〇•八六	五五七	一六七一
五〇	〇•〇五	七•〇八	〇•八六	六二二	一八六六

僅恃涵洞為洩水機關，收效固屬最大，但普通洪水流量，與最大洪水流量，相差甚鉅，若僅就為普通洪水着想，則遇最大洪水時，壩身不免危險。若為最大洪水限制涵洞之面積，則普通洪水節制之效用，不免損失，故為計劃經濟起見，使普通洪水，完全受節制，而遇最大洪水，亦不致過增流量，則莫如另設溢道Spillway 。如地形優越，則溢道可於適當之地建築，所費較廉。但官廳太子墓二處，兩岸皆係高山，除隧道滾壩或虹吸外，無其他適當之方法而經幾番研究之結果(詳見後)，仍以滾壩為宜也。

滾壩壩頂，採用渥奇式 Agee-Shaped，以消減衝擊力(圖五)。其頂線成拋物線形。線之公式，推算如下，(參考邁耶迷水利區技術報告第七卷第二二二頁至二二六頁及Etchery's Irrigation Practice and

Engineering 第三卷第一二二至一二八頁）。設以X爲自壩頂向外平量之距離，Y爲自壩頂向下直量之距離，h爲自壩頂量至近壩處水平面之水深，H爲自壩之內上角量至近壩處水平面之水深，（二者均包括迎壩流速所需之水頭在內），Q爲流量，V爲在壩頂之流速，C爲流量系數，G爲吸力之加速率，L爲壩之長度。

根據水利學，$Q=CLH^{3/2}$。 公式十

根據抛物線定理抛物線公式爲

$y=\frac{y}{2v2}x^2$。 公式十一

依圖五 $H=1.124h$，

故 $Q=CL(1.124h)^{3/2}=1.184CLH^{3/2}$。

按尖頂壩之流量系數在英尺制照法蘭休斯公式爲3.33，化爲公尺制得一・八四。

是 $Q=2.18LH^{3/2}$。

此二・一八之流量系數，與各處試驗結果，頗爲符合。但僅能用於最大水頭時，卽混凝土壩面正與水簾之下層相接觸，恰如自尖頂壩流溢也。水頭較低時，系數亦較低。惟以大部分之溢流，係近最高水位，故爲穩妥計，平均系數爲二・一。因此 $Q=2.1LH^{3/2}$ 公式十二。

復次，在壩頂之實在水深，較之h爲小。兩者相較，據美國地質調查所在奥斯汀壩 Austin Dam Texas 所測壩頂水深，爲附近水面至壩頂深度之百分之八七乃至七一・七。附近之深度愈深者，則壩頂水深之比較愈低。按奥斯汀壩之試驗，其最深水頭僅一・四五英尺，若水頭更高，測水簾之逼縮率自必更高，故爲免除水簾下眞空之發生，在最高流量時，若假定壩頂水深爲h之百分之六十五，實較根據於淺流試驗之結果爲勝。據此，得 $V=\frac{Q}{A}=\frac{2.1LH^{3/2}h}{0.65Lh}=3.23h^{1/2}$。 公式十三

而 $Y=\frac{g}{2v^2}X^2=\frac{9.8^2}{2\times3.23^2h}X^2=\frac{.47\times2}{h}$，

故 $X=\sqrt{2.13hy}$ 公式十四

卽爲壩頂抛物線之公式也。

滾壩溢量之推算，見附表三，h爲水面至壩頂高度，h_1爲迎壩流速所需之水頭。

第三表 滾壩溢量計算表

水頭（公尺）	水頭加流速水頭之3/2乘方數	每公尺長溢道之流量	官廳滾壩流量（長九一公尺）	太子墓滾壩流量（長一五〇公尺）
〇・五	〇・四〇八	〇・八六	七七	一二九

一・〇	一・〇七五	二・二六	二〇三	三三九
一・五	一・九三〇	四・〇五	三六五	六〇八
二・〇	二・九四〇	六・一七	五五五	九二六
二・五	四・〇七〇	八・五五	七七〇	一二八二
三・〇	五・三二〇	一一・一九	一〇〇五	一六七六
三・五	六・六九〇	一四・〇六	一二六五	二一〇九

根據第一表至第三表推算之結果，假定官廳涵洞出口洞底高度爲四三九公尺，太子墓涵洞出口洞底高度爲二五二公尺。兩壩均設三洞。官廳壩頂高度爲四六六，溢道長九〇公尺，如用拱影滾壩，溢道長一〇二公尺。太子墓頂高度爲三〇〇公尺，溢道長一五〇公尺，得兩水庫水面高度與洩量之關係曲線如圖六。

前述兩水庫洩量之推算，尙有一點未曾計及，卽尾流水面高度與洩量之關係也。按官廳涵洞出口洞底高度爲四三九公尺，洞頂高度爲四四三，五公尺，而當水庫洩量在每秒一二〇〇立方公尺時，根據河床形勢，其尾流高度約四四六公尺，卽涵洞本身完全爲尾流淹沒，似須用淹沒涵洞公式以推算其流量。實則當高水時，涵洞流速達每秒一九公尺左右，遠出相當已深流速之上，故可設計令生水躍（Hydraulicjump），而不必用淹沒涵洞公式。惟在低水時，尾流水面，如較涵洞中正深水面爲高，則正深流量不免受其影響。茲將官廳涵洞低水正深處水面之高度與尾流水面高度繪成曲線，以資比較（圖七）。此圖所示官廳涵洞正深水面高度自四四〇・三公尺以上，完全在尾流水面高度以上，故無頂托之弊。在四四・〇三以下，雖不免頂托，然其流量在每秒七十八立方公尺以下，其影響於水庫者甚微也。至太子墓水庫在尾流處河槽之坡度與官廳相似而寬度則過之。洩量較大，則尾流之水在同一洩量時，必較官廳爲淺，其涵洞之設計，又完全與官廳相同，則其正深流量不受尾流之頂托，不待計算，卽可斷定矣。

最有關於水庫之安全及經濟問題者，厥爲攔水壩之計劃。按官廳與太子墓兩處，均辟處山谷，除石料沙子，可以就地取材，較爲便利外，其餘外來材料，如木料，鋼鐵，洋灰，及一切施工用機械等，均

因運輸之困難，而增加價值甚鉅。故初之設計，頗注意於堆石壩。及後因溢道問題採用滾壩，蓋如採用隧道則最初之流速，爲水頭所限制，不較溢出滾壩者爲大。官廳滾壩所須長度，已達九十公尺，若隧道則因另須加以支撑，其寬更甚。下游因流速增加之故，雖可逐漸改窄，然如流量六至一〇〇〇秒立方公尺時，即流速每秒能達二十公尺，尚須五十平方公尺。實則官廳山谷通窄，若開鑿隧道必須量移上游，隧道旣長，坡勢平坦，流速之增加尚不及此數則水道之開鑿支撑以及內周保護之費。較之壩身所節省之費，反超過之。除隧道外，或用虹吸壩道，若置虹吸壩道於重量混凝土壩中，則較之滾壩殊未覺節省。若置於堆石壩中，則須用鐵筋混凝土虹吸管，本身及基礎所用凝土爲數亦甚可觀矣。故最後決定用滾壩者，不特因其他方法均不經濟，且滾壩之計劃及建築，均較簡單而可靠也。

滾壩之計劃計分三種。(一)堆石壩，壩面均用鐵筋混凝土保護，上以防滲漏，下以防冲動滲漏。(二)渥奇式混凝土滾壩。(三)拱形鐵筋混凝土滾壩。三者相較，渥奇式混凝土滾壩之價，實未見高。蓋石壩坡面延長，涵洞之長度亦增，而拱壩堤身加長，鐵筋尤貴，且堆石壩及拱壩所需鐵筋，均恃船來，當此金價上騰之時，其不合於本國之經濟，甚爲顯著。故最後決定用混凝土重量滾壩，惟如金價低落，拱壩所節省者多，則自以從廉價者爲宜，故爲官廳水庫兼設計拱形滾壩一種，至究應採用何種類於施工時方可確定也。

官廳渥奇式混凝土重量滾壩，壩頂高度四六六公尺，溢道最高水頭三公尺，連迎壩流速水頭爲三・〇五公尺。其壩頂部分之拋物線以下列公式計算。

$y=0.154x^2$。河底高度四三九，砂礫層約厚十公尺。計高出地面二七公尺，高出岩石面一二七公尺。壩頂長一一一・八公尺，溢道寬九十公尺，河底寬六十六公尺。兩坡及其他臨水部分均用一，二，四洋灰泥凝土厚二公尺，以減少滲漏。中心用塊石混凝土，即以一，三，六混凝土摻入大塊石三成以節省造價。壩頂設人行橋一座，以爲往來視察之用，將來如用操機關，亦可以此縱橋爲運用平台。涵洞上游預留閘門位置，免他日改設閘門時之繁費。所有詳細計劃見圖八。其力量分析，以兩面滲漏假定爲百分之五十計算。至水庫淤積時，雖不免兼有土壓力，但經推算結果，因土之重量，足以移進總力交點，其情形較勝於無工壓力時，且實際淤積之程度若何，亦無從斷定，故不復計及水流。

及冰之漲力以水庫期間，當在低水時也。水簾下所發生之局部眞空，或不能免，但其力量難以預計，故於計算其他安全因數時，加增若干，以免發生意外之危險。

官廳鐵筋混凝土拱形滾壩，高度與渥奇式滾壩同。中心角度爲一百四十度。其設計方法係根據拱壩之兩作層作用，即圓筒及懸臂樑二者分別支配。其所受之外力，而綜合之，以求其直接應力，拱肋受縮應力，溫度變化之伸縮應力，及含水量變化之漲縮應力等，其計劃見圖九。

太子墓渥奇式混凝土重量滾壩，壩頂高度三〇〇公尺，河底高度二五二公尺。溢道最高水頭二·五公尺，加迎壩流速水頭其壩頂拋物曲線，依下列公式計算。

$y=0\cdot184x^{2}$。壩高自河底量算四八公尺。自巖石量算，因尚未探驗壩基，無從知其確數，如與官廳情形相似，或達六十公尺。壩頂寬一八九三公尺，溢道寬一百五十公尺，河底寬八十公尺。其他計劃均與官廳壩同，詳見圖十。

太子墓壩身較官廳長幾一倍，如用拱壩，更不合算，故不復計及也。

最後一步之計劃，爲如何消滅洩水衝擊之身，以免下游河床淘刷過深，致危及攔水壩蓄水庫之水，自涵洞及滾壩冲洩者，均有莫大之速率，普通河床當之，立成深潭。消力之法，舊有(一)使水升空際如噴泉消失其力，而下墜於靜水之深淵復順流而下。(二)以翼墻或其他障礙物消滅速率。(三)使水力消磨於迴溜漩渦衝搏及水內之阻力。(四)或上述。三種之混合物等法。美國邁耶迷水利區於計劃攔洪水庫之洩水道時，曾作長時期之試驗（一九一五至一九一六），其結論如左，（參觀邁耶迷水利區技術報告第三卷)。

(一)如用障堤於涵洞出口下之展廣水道中，水流甚不平穩，水道情形稍有變動，如流量，尾流高度，及建築物之形式等，即可發生重大變化·故以模型試驗之結果，不能充其量以用爲實在之建築物。此種障隄基礎之建築，尤多糜費。

(二)使水流入廣大之深淵以淹沒涵洞出口之法，未能防止下游之高速率，此種高速率，似能延持甚遠，而淹沒之水流，亦無一定之位置。

(三)噴水於空中之法，在小模型試驗，似甚有效。但如用於大建築，則受水之深淵，其建築費至昂。且空氣阻力，未全明瞭，以巨量之水，噴升空際，是否有效，亦難斷定。至因噴泉濺激，防止損壞地面及建築物之設備，其費亦甚可觀。

(四)建築洩水道使能逆流一部分之水，以成平面漩渦，因以消減水力之法，認

爲不妥。蓋分流之勢無定，隨流而變遷，且出水有偏重於洩水道兩邊之勢也。大規模之建築，其費亦甚鉅。

(五)就大建築論，利用水躍爲消滅水力最可能之方法。其必然之結果可於多數高滾壩觀察而得。而在涵洞下游，獲得水躍之情形，已由試驗之結果而成立，言其應用，實爲經濟的，安全的，且有已知的論理爲根據。其地位與分量，均可計算而得。

(六)欲得平穩均勻之水躍，所進之水，應成爲一岸同深度與流速者。此種情形可在涵洞下游或水道中，設一光滑而漸漲之水道，其式樣以能使洩水過兩邊與水流得繼續接觸爲度。洩水道兩邊，應與涵洞之壁成切線，直至水躍已過之時，向本凹進。洩水渠底，應自洞口漸降，使在水躍發生之處，得有充分之尾流深度，以成水躍。

(七)如須在流量與尾流變化範圍甚大之處，常時發生水躍，若適耶迷水利區所建各壩者，水躍之地位，可限於較狹之範圍。即使水躍發生，在自洞口向下坡降之渠底。此渠底之坡度，可以陡至無限，惟須假定不在洞口所洩噴泉形水流之拋物線內，且有充分之長度，使在未達水躍前之水，能展佈成勻薄之一片。

(八)如有兩個以上之涵洞，洩於同一水道中，如水利區之各壩者，水流之集中，得在展佈流水相連之處得之。涵洞洩量不同者，亦可有同樣結果。此兩者均可發生參差之水躍。若水流集中於下游水道之某處而有冲蝕之流速，則此種集中水流，可以多用一二淹壩於水躍之後，障阻分佈，以防止之。

(九)如各涵洞之流量相等，則淹壩不能在某一高度以下，視水躍上游之錯亂程度而定。但在此最小限度以上，壩高稍有變化，均可適用。數各洞水流十分殊異時，例如一洞暫時爲外物所阻，則高壩戓爲必要。其最合式之高度，似爲尾流最大流量深度之一半。於其下游再加一同高或較高之淹壩，更能限制集中之勢。

(十)如在淹壩上游有充分之水量，固定深度，與長度，以必水躍之成功，則適壩後之水深，僅視河道物質所能受之平均速率以爲斷。

(十一)使水躍上游渠床加糙，能增渠道之摩阻力，減少流速，剩餘淺小之工作，歸諸水躍而增益其穩定之勢。

(十二)在渠床中用阻壩，似能使水飛空成片，而消滅水躍。此種現象必須防止其發生。其法再使過壩之尾流，有充足之深度，此即第二壩之使命，一面增加水躍

止游之糙度，以儘量減少流速。

因此結論，邁耶迷所計劃之洩水道，如圖十一甲所示，頗得良好之結果。除邁耶迷水利區之試驗外，在歐洲各水功試驗場中，爲消減水之試驗者，亦頗不乏。如(一)德國柏林水功及造船試驗所 The Experiment Institute for Hydraulic Engineering Ship building Berlin 曾於一九一一至一九一三年試驗漢富爾斯壩 Hemfurth Dam 及諦美爾與里斯代爾等壩 Diemelt Listor Ban 時，均作消力潭之試驗，採用之式，如圖十一乙。(二)德國葛拉治水功試驗所 The Hydraulic Laboratory at Graty ，爲梯斐爐水電廠之郎曼壩 Langmaun Dwm of the Teigisch Power plant ，試驗虹吸及涵洞洩水消力方法，曾試用二十種不同之計劃，結果採用圖十一丙所示。關於正流之測定，各種消力機關，應低落之深度，及計劃上所需之公式等，尚在繼續試驗研究中。(三)義國披沙水功實驗所 The Hydralic Laboratory a Pisa ，爲依沙拉支廠 Lsollay Pian 曰試驗消力潭之結果，繇與美國者都似，見圖十一丁。(四)試驗最多者，當推德國卡而斯路河工試驗所 The Ricer Hydraulic Laboratory at karlsrule ，其經過試驗最多，而結果最佳者，當推「齒形消力檻」 Dentatedsill 。此種消力方法，於一九二三年始告成功，蓋已經歷二十餘種模型之試驗矣。其形狀如圖十二所示。

卡而斯路工科大學雷博克教授 Rrof Theodor Rehbook ，於其所著「卡而斯路河工試驗所」一文中，曾詳述此種齒形消力檻之作用，玆節譯如左，(見 Hydraulic Laboratory Practise, Edited by John R, Freeman) 前節所述德義兩國各試驗所試驗結果，亦採自此書。

(上略)對於水流現象，經多次之調查與研究，始知保護河床，便不受滾塌或闌門，洩水冲刷之最有效方法，乃在下游有充足之深水，以使成一穩定之水面漩渦 Sarface Roller 。如下游之水，不致太淺則一平面海漫 Apron ，達到水面漩渦之終點，或可足用。惟若下游深度太小，穩定之水平面漩渦未能必其發生，即發生亦不能永久時，則建築一較河底爲深之淵潭，始有必要，此淵潭之作用，乃在形成并維持一水面漩渦。不論下游之水深淺若何，水面漩渦之形成，即可保障其下游之平均流速，足與尋常河流受河床之坡度及式樣糙度之影響所發生者略似，如此種平均流速，雖能發生，而仍不免受非常之冲刷則可以解說者，必在水面漩渦下游流速未

能得均勻之分配也。蓋未受障礙之水流，其河底流速，足以影響於河床變遷者，必較平均流速爲小。以流水與河床間之不斷之摩擦故。但恰在水面漩渦漸絕之後，則其情形適屬相反。以水面漩渦，自水面消滅甚大之力量，流速(全直剖面)之分配，遂與常情相反。卽水面之流速，反較水底爲小也，向下游展長海漫，所費甚鉅，且其所改善者甚微蓋尋常流速之分配僅能遠在下游，方能成立也。

故著者欲以模型試驗求一經濟迅速之法，使在海漫下游，得如尋常流速之分配。其法在導引最大流速之水流上升水面，因以減小水底流速，經過二十餘種計劃及試驗，著者乃得成功一「齒形檻」，以解決此需要之問題。此種齒形檻，爲如平屋頂之檻，分成梳齒狀。其直面向上游，而在下游，成一坦坡，用此種齒形檻時，其高度衹須淹流深度之十分一，而水底流速，減少甚鉅，下游之冲刷，較之未用此檻者，僅若干分之一耳。多次之模型試驗及實地建築，均能證實其效用。故齒形檻似能滿意之減少，甚至防止下游之冲刷也上。

圖十二表示齒形檻之布置及形狀，流水因此檻挈而上升，且以水層經流齒縫之故。不能驟落至河底。水層上升，增加水面流速，而水底流速減少，直達檻下河底漩渦之外。

圖十二中各地形圖及剖面圖，表明阿萊河上(Alle)弗列特蘭水電廠 Friedland Power Plant 主要洩水機關之局部模型，對於齒形檻所受影響。以同流量及河底情形，作有無齒形檻之比較試驗，足以使人承認齒形檻有越尋常之防止冲刷作用。蓋因齒形檻之作用，冲刷之量，減至百分之二六•五，約爲無齒形檻設備之四分之一。但其主要優點，乃在冲刷趨向河床中部，不致發生損害。且使河流趨於平靜焉。若無齒形檻，則兩岸翼墻旁均致冲深，以危害此建築物之重要部分，而河底冲刷，亦直接發生於海漫之前端，惟齒形檻造成後，保護海漫前端不復受冲刷矣。

齒形檻之實際建築，最先在弗列特蘭洩洪機關。建築初成之後，卽發生洪水，其期間延長至三十三日，最高流量達二六五秒立方公尺，優越模型試驗，乃得充量之證實。其影響且較試驗所得爲更佳，蓋近岸處之淺冲，全然消滅，而春洪雖大，幷無須修理之處焉。自此種研討及根據試驗所得之結果，似可於齒形檻得一至有效之方法，以保護滚壩下之河床。

按上述歐美諸國試驗及建築之經過，均有相當立場以資採用。其建築之經濟觀

之，自以德國之齒形檻爲佳。但官廳與太子墓兩處爲溢道與涵洞相合之滾壩，在最高流量時，兩方面水流會合衝擊，如何匯流，以至下游而消減其力量，其情形更爲複雜。茲假定用齒形檻之上游海漫長度爲四十至八十公尺，如圖八及圖十一，而位置消力檻於海漫之前端。其確定位置，俟試驗而後定。

第二節　攔洪水庫之效果及其影響

水庫洪水洩量，視水庫內積水深度，以爲差異，而積水深度，又恃庫內積水之總量，即進水總量，與洩水總量之差數而互異。庫之面積，亦與積水總量及深度有密切之關係。故此數者，皆互爲因果，而計算洩量，遂爲極繁復之工作。按計算攔洪水庫洪水洩量之方法，現在應用者，有嘗試法 Trial and Error Method 圖解法 Graphical Method 及積分法 Integral Method 諸種，諸法計算之結果，亦視推算者所假定之數量爲互異。較易明瞭之方法，爲嘗試法，其中以一定之時間，假定終期之洩量，計算積水總量及積水高度，以求與洩量之水頭相適合者爲符合於事實，惟計算之時，在初學者，恆不免靡費時間，若附以圖解曲線，則計算較速。故除水庫面積曲線，容量曲線，及洩水機關洩量曲線（皆按積水高度計算）外，復佐以平均流量（進水流量與洩水流量同），與總流量關係曲線，（時間分二小時，四小時，六小時，八小時各種）各水庫最大洩量與積水量關係圖等。設以二小時爲計算時間，其平均進水流量，自進水流量曲線，至易計算。其總進水量，則自總流量曲線中求得。又假定二小時終了時之最高洩量，以求平均洩量，而得其總洩量。若總進水量與總洩量之差數，恰等於假定最高洩量所需積水量，則此假定洩量之數無誤。否則另行假定，從頭計算，自此層層相加，以至於水庫復空爲止。

兩水庫洩量之計算，分爲最高兩洪水，十三年洪水，十八年洪水等。復於其間，假定洪水流量數種（其洪流量曲線與十三年相似），而求其洩量惟太子墓水庫在官廳下游，故必須先從官廳計算。以官廳之洩量，加入官廳太子墓間之逕流，以成太子墓之進水流量也。

官廳水庫，上游寬廣平坦，至壩址附近始驟狹窄，水流至庫，受攔水壩之障碍，水位增高，流速減低，粗沙石礫，勢必沉澱於庫之上口。離壩愈近，則沉積之沙，愈細而亦愈少。及水勢漸退，洩量之減低，不如水位低退之速，故流速漸增，一部分已經沉積之沙，或能因流速加增而復輸出。但在上游沉積之粗沙，其推動之力

，較之原有流速，須增加甚鉅，一方面又因淺處流速，大都較小水，故不免永久淤積，庫量因之減小。惟其淤積至若何程度，殊非臆斷所能推算。按水庫淤積，久成為水利工程之重要問題。但以水庫形勢，既無標準，含沙之多寡粗細，不特各河無一相等，即同在一河中，亦甚少規律可尋。即或含沙量之變遷可測，而水庫蓄水之時，上游流量較大，而涵洞洩量倘小，洩水之時，涵洞，洩量較來水為大，其間變化錯綜，莫可算計，沙之浮沉，遂更無一定。舍模型試驗外，實無從得其彷彿。今茲推算官廳水庫影響，暫以容量百分之三十為沙泥所淤，雖近武斷，亦於無可如何中，為折中之辦法也。試就十三年洪水研究水庫淤淺之影響如下。

官廳水庫淤積量(%)	最高水位（大沽水平上公尺）	最高洩水量（秒立方公尺）	減洪效果(%)
零	四六二・五	一一五〇	八〇・〇
三〇	四六四・二	一二〇〇	七九・〇
六〇	四六八・〇五	一八八六	六七・〇

觀此表可知官廳水庫因淤沙沉積，減低水庫之效能，倘非甚鉅。按官廳流量記載，甚不完備，姑就盧溝橋及官廳之洪水流量而參酌之，則自民元以至民二十間，流量在九〇〇秒立方公尺以下者凡九年，自一一〇〇至二〇〇〇平均一六〇〇者四，年二八〇〇者一年，三〇〇〇至四〇〇〇平均三八〇〇者四年，四九〇〇者一年。又自官廳水庫之洩量，水位觀之，則洩量在八〇〇秒立方公尺以下者，水位未致出槽，故如進水高峯在九〇〇立方公尺以下，或無積淤之可言，其他年份如十三年，即在四〇〇〇秒立方公尺以上，停蓄之水，約一七七兆立方公尺，其平均高峯在三八〇〇秒立方公尺者約停蓄三九兆，在二八〇〇者六〇兆，在一六〇〇者約二十四兆立方公尺，（參考第四表）設以重量百分之四為淤積測量，則二十年中淤積四・三兆立方公尺者一年，淤積二・二兆者四年，淤積一・四兆者一年，淤積〇・六兆者四年，共計二十年中淤積一六・九九兆立方公尺。每年平均淤積〇・八五兆立方公尺，而在水位達四六四・〇，時水庫容量為二五四兆立方公尺，百分之三十得七六・二兆，約可淤積九十年，如以百分之六十計算，水庫容量為四〇四兆，淤積二四二兆立方公尺，幾可支持二百九十年矣。

至若太子墓水庫，山谷太窄，淤沙無所黏附。且官廳來水較大之時，水必較形澄清，及水勢旣退，暫時淤積之沙，諒可隨流俱去，故不復計及也。

官廳水庫攔洪之效果可以下表證明之。

第四表　官廳水庫攔洪效果表（假定水庫淤淺百分之三十）

進水最高流量 秒立方公尺	進水總量 兆立方公尺	最高水位 大洪水平面上公尺	壩後水深 公尺	最高洩量 秒立方公尺	最大蓄水量 兆立方公尺	漲落時間
8000	670	469.0	29.5	2320	314.69	7日
5700（十三年洪水）	488	464.2	24.7	1200	176.67	6日弱
4000		461.3	21.8	1110	107.17	4日半
3000		459.2	19.7	1050	66.62	4日
2000		456.9	17.4	970	34.49	3日弱
1200（十八年洪水）	234	454.0	13.5	870	10.61	1日半

圖十三表明官廳水庫對於最高洪水之影響。圖中所示，爲（一）進水流量曲線，（二）洩水流量曲線，（三）壩後水位曲線。圖十四表明官廳水庫對於十三年洪水之影響，圖十五表明官廳水庫對於十八年洪水之影響，均如圖十三。

太子墓水庫，受官廳水庫之水，加以太子墓官廳間，永定河流域之遝流，爲太子墓水庫之進水量。接官廳山峽之洪水高峯，在到達三家店時，常較官廳三家店間之遝流高峯爲後。其時間則視雨量與流量之大小而異，平均約爲五六小時。民國十三年七月間之洪水，官廳最大流量在十三日上午八時，而官廳三家店遝流最大之時爲上午三時，即其例也。官廳水庫旣成，洪水高峯勢必移後，如十三年洩洪高峯，較進水高峯約晚十四小時，而洪水自官廳流至太子墓需時約六小時，總計官廳最高洪水到達太子墓水庫時，已在太子墓官廳間遝流最高流量之後二十六小時矣。

太子墓流量，本會未設站觀測，故官廳太子墓間之遝流，惟有取官廳三家店間之遝流，按照流域面積之大小爲比例。查官廳太子墓間流域面積，爲一七三〇平方公里，官廳三家店間爲一三〇〇平方公里，二者相較，官廳太子墓間實佔官廳三家店間流域面積之四分三。流量之比例，亦據此推算之。

第五表 太子墓水庫攔洪效果表(官廳水庫建築成後)

洪水別	最高流量 秒立方公尺	進水總量 兆立方公尺	最高水位 大沽水平上公尺	壩後水深 公尺	最高水量 秒立方公尺	最大蓄量 兆立方公尺	漲落日期
最高	4315	930	302.5	50.5	3005	90.03	
十三年	1840	688	294.5	42.5	1620	58.21	
十八年	3095	376	286.8	34.6	1455	32.27	

圖十六表明太子墓水庫於最高洪水時攔洪之效果。圖十七及圖十八，爲表明太子墓水庫對於十三年及十八年洪水攔洪之效果。其中所表示此均同圖十三，官廳及太子墓水庫攔洪之效果，可以百分率比較之如左表。

第六表 永定河水庫減洪效果表

洪水別	官廳水庫 洪水最高流量 秒立方公尺	官廳水庫 減水最高流量 秒立方公尺	官廳水庫 減洪效果 百分率	官廳及太子墓水庫 洪水最高流量 秒立方公尺	官廳及太子墓水庫 太子墓淺水最高流量 百分率	官廳及太子墓水庫 攔洪果效
最高洪水	8000	2324	71.0	9600	3005	68.7
十三年洪水	5700	1200	79.0	5140	1620	68.8
十四年洪水	1200	870	27.5	3595	1455	5.66

上表所載太子墓水庫之洪水流量，係就官廳山峽之流量移後六小時，（自官廳達到太子墓之時間），以與官廳太子墓間逕流流量合併而取其最大者，其攔洪效果之百分率，係洪水流量與洩水流量之差數，以洪水流量除之而乘以一〇〇。

官廳水庫減洪效果，以十三年洪水爲最大者，則涵洞之功。蓋涵洞之作用，在使小水之時，不加阻止，而一遇洪水，水位上升，較流量之增加爲速，流量與水深之開方數成正比例也。故遇十八年洪水，其效果僅百分之二七•五矣。若水位上升至滾壩頂以上，則其效果又突然減少，以滾壩之流量，與壩頂以上水深之$3/2$方成正比例，其說均見前節。

太子墓水庫容量甚小，其減洪效能，自不甚鉅。故遇最高洪水與十三年洪水時，官廳太子墓兩水庫之功效，反不如官廳水庫之大。此非太子墓水庫功效之由正成負也。以太子墓水庫之容量，已用於減低官廳太子墓間之洪水高峯，故於官廳洩水高峯到達之時，其效用乃大爲低落也。若十八年洪水之最高流量，幾全爲官廳三家店間之逕流，而太子墓水庫之效果以顯，其減洪之百分數，乃倍於官廳水庫矣。

水庫之效果，以在壩址爲最大，溯流

而上，其無效果，盡人能知。順流而下，下游之逕流，逐漸加入，而流量復增，效果於以漸減。至距壩若干里以下，若有鉅大支流匯入正流者，其效果幾等於零。且有時因發洪時間之遲早，而適得其反。如建庫之支流或正流發洪之時，本早於正流或其他支流（以到達匯流處計算），在正流或其他支流發洪之時，其流量高峯原已過去，不復爲害。今因水庫之故，洩水流量高峯，乃延緩若干小時，若適與正流或其他支流之洪水高峯相遇，則流量有反而增加者矣。官廳與太子墓水庫所以能聯絡相互助者，以其同在正流，各有所主管，而最後減洪之效果，則最高洪水爲百分之六八・七，十三年洪水爲百分之六八・八，十八年洪水爲百分之五六・六。

自太子墓以下，太子墓三家店間之逕流又復加入，其流量約計爲官廳三家店間逕流量之四分一，據此以計算三家店盧溝橋之流量如下表。

第七表　三家店及盧溝橋節制洪水流量估計表（官廳及太子墓水庫建築後）

站別 / 洪別	三家店 洪水流量	三家店 水庫建築後洪水流量	三家店 百分比	盧溝橋 洪水流量	盧溝橋 水庫建築後洪水流量	盧溝橋 百分比
最高	一〇二〇〇	三七〇〇	六三・七	九八〇〇	三七〇〇	六二・三
十三年	五二〇〇	二〇四〇	六〇・六	四九〇〇	二〇四〇	六〇・二
十八年	四二五〇	二二三〇	四八・二	四〇〇〇	二二三〇	四四・二

右表三家店盧溝橋洪水流量，除最高洪水外，係根據測量所得。盧溝橋流量均較三家店爲小者，三家店至盧溝橋一段，河道驟寬，河底又易滲漏故也。最高流量相去更遠，以其時三家店盧溝橋間，勢必氾濫也。若已受節制之水到達盧溝橋之時間較晚，其自始漲至流量高峯之時間，又復延長，故滲漏與容蓄，兩俱減小。但三家店盧溝橋間之逕流，則過去時間更較早，故假定如上表。

永定河水庫攔洪之功用較之任何方法爲經濟。蓋官廳太子墓兩水庫建設之費不及七百萬元（見後估計）。若另闢新河，使盧溝橋正河洪水，減至第五十二表所列之流量，而假定以永定河舊有之堤爲新堤之一，則自盧溝橋起至雙營以下入淀之處，長九十七公里，平均坡度一萬分之五，自入淀處至北運河四十公里，平均坡度一萬分之一・七五，並假平均水深五・五公尺，則築堤費及購地費約需九百萬元。而村莊坟墓之遷徙，舊堤之培補，節制機關之建築，尾閭之疎浚，及工程行政與意外所

需經費均未計及。至數尾閭之宣洩更成爲大問題矣。建築水庫，於下游之洪水固能減小其流量，而於上游，則因水位增高之故，不免使地畝受損。惟其受損之範圍，較之下游獲得利益之地畝，爲一甚小之分數。若能使上游地主得相當之損害賠償，亦不失爲公允。地畝損害之程度，因地勢之高下，上能一律，自應分別辦理。茲擬定辦法如左。

華北水利委員會徵收永定河水產地畝章程草案

(一)華北水利委員會所築水庫範圍內地畝，應分爲(一)徵收地畝，(二)備用地畝兩種。

(二)凡遇十三年同等洪水因攔洪而發生之逆水位以下之地畝，應定爲徵收地畝。凡遇估計最高洪水因攔洪而發生之逆水線以下之地畝，除已徵收者外，應作爲備用地畝。

前項逆水線所達到之範圍，係自壩基起，至逆水面與天然洪水水面相交處爲止。

(理由)按近十餘年來水文記錄，以十三年洪水爲最高。故在十三年洪水逆水線下之地畝，均應徵收。至最高洪水，雖不能保其必不發生，但其機會過少，爲保持攔水壩之安全，自不能不計及。若爲地畝被淹，而亦先事徵收，未免過於紛擾，故特加分別。至在天然洪水面與逆水面交點以上之地畝，原不免被水，非建築水庫所應負之責任矣。

(三)凡徵收地畝界內之土地，除原有河道外，應公平估價，依法徵收之。備用地畝界內之土地，暫歸原業主所有，如遇非常洪水，以致淹沒者，得照業主請求，分別給價徵收，或照被淹所受之損失，估價賠償之。

(四)凡徵收地畝界內之房屋，應給價遷徙，但如可以圍堤保護之處，華北水利委員會，得酌量辦理，以免紛擾。

(理由)房屋所佔地畝較小，而遷徙每多困難。如能圍堤保護，亦可避免若干糾紛。惟如圍堤之費，超過遷徙費過鉅，亦屬得不償失，故此層應視當地情形辦理。

(五)凡徵收地畝界內之樹木，概須遷徙，如係菓木，得酌量給價賠償。

(理由)樹木在水庫範圍內，最能致淤，故應全部遷徙。菓木每年生息，故應給價。

(六)凡徵收地畝界內之坟墓，應分別給價遷徙，其在最高逆水面下一公尺半以內者，業主自願留存亦可照准。但不另給地價，並須取具業主甘結，書明自願留存，將來如遇水淹，概不得請求賠償。

（理由）坟墓在水中雖無大害，然恐迴流冲刷，棺木浮沉，於涵洞及滾壩頗爲不利。若在逆水面下一公尺半以內者，則冲刷之機會甚少，如業主不以水淹爲嫌，亦可無事苛求。

（七）凡在備用地畝界內之房屋，應圍堤保護，但零星小屋，不在此限。

（理由）備用地畝，雖未必遇水，但房屋爲生命所關，故以圍堤保護爲宜。且地勢已高，所費亦有限也。若零星小屋，自不能盡予分別保護，遇發洪被淹之時，酌量撫卹，未爲晚也。

（八）徵收地畝，得由原業主，或租戶儘先租賃耕種，但不得圍堤，造林及種植菓木，前項放租章程另定之。

（理由）征收地畝，雖以十三年洪水之逆水線爲標準，但十三年洪水約計二十年方發生一次，其餘年份，大部分仍可耕種。且每經汎濫，土地必更肥沃，所取地租，亦可作管理費用，實公私兩利之舉也。至圍堤，造林，及種植菓木，均能掛淤，減少水庫容量，故須絕對禁止。

（九）所有地畝價格及遷徙房屋墳墓菓木等費均另定之。

按地畝所受損失，自應以逆水所達到爲限。惟逆水面切線之計算，頗爲繁複，以水庫上游論之，逆水面最高之時，似應在來洪達到最高流量之候，但是時涵洞洩量較小，壩後水位亦未至最高度，且上下游流量不同，河道之橫斷面，又非如水管及人工渠道之有規則，故計算逆水線，至爲困難。至下游之逆水線，自應以水庫滿盈時爲主，其時洩水機關，已達最高流量，進水與得洩水流量亦正相等。若分河道爲若干段，而據流量公式，以嘗試法計算坡度，而求各斷面水面之高度，尙較近於情理。惟其中有須假定者如下。（一）進水之水面線，原有洪水位測量者依測量。遇其他流量時，假定水面坡度，與洪水線坡度平行而以嘗試法求其上下游之水面高度。（二）橫斷面之切面，與水流方面作垂直線。假定水庫滿時，水流直趨洩水機關，故距壩較近之橫斷面切面，與滾壩平行。但太子墓水庫山谷狹窄而迴環，則仍依山谷之方向。（三）橫斷面一部分面積，實際因爲緩流及迴流所佔，但就爲正流，若爲迴流，除自地形圖可以斷定除去者外，實無從分別，故仍以全部爲正流。（四）正流與緩流及迴流部分，旣不能分別，且是時河底新沙沉澱，故假定糙度，不能按照普通河流之系數。茲假定糙度系數目•〇三五至•〇五〇，愈向上游則系數愈大。按糙度較高，則坡度必大，實爲較愼重之假定。（五）官廳上游測量範圍，尙有未盡，

故逆水面切線與進水坡之切點，至難準確，今但以曲線順勢聯切。

圖十九為官廳水庫逆水面切線，左部係十三年洪水情形，即前表推算之水位。右部為最高洪水之情形。據圖遇十三年洪本時，逆水影響於永定河者甚小。在楊大八莊（參看水庫地形圖）迤上三公里許，即與十三年洪水位相等，其高度為四六四·五八。懷來河坡度較小，故其影響直達懷來縣城以上二百公尺其高度為四六·四六。若遇最高洪水，則永定河逆水影響在楊大八莊以上六公里三百公尺，高度為四六九·三四。懷來河影響，直至懷來縣上游三公里五，高度為四六九·二〇。

圖二十為太子墓水庫逆水面切線，按太子墓水庫應在官廳水庫建築後，方可建築，故即遇最高洪水，其上游流量尚不及十三年洪水位之高。其影響所及自應以十三年洪水位為準。蓋水庫之建築，對於上游應負損害賠償之責任，不能超出天然災害以上也。逆水面切線推算之結果，為十三年洪水影響，可達壩址上游九公里四百公尺，交點最高水位二九四·九五。最高洪水達壩址上游十一公里，最高水位三〇三·九八。

官廳水庫淹沒面積，自楊大八莊至壩基，計河道三·七〇八方公里，十三年洪水淹沒一九·二〇七方公里，最高洪水增一·五五五方公里。媯水河河道一·〇五八方公里，十三年洪水八·九八九方公里，最高洪水加淹二·三八九公里。永定河河道一·六九五方公里，十三年洪水一·八八八方公里，最高洪水加淹二·八八三方公里。總計除河道外，十三年洪水淹沒三〇·四〇六方公里，約合四萬九千五百畝。最高洪水增淹九·九一二方公里，約合一萬六千二百畝。

官廳水庫淹沒村莊，雖可於地形圖上約略知其範圍，但實在戶數及房屋間數，尚須經詳細測查，方能確定。茲照十七年調查報告之總戶數而以面積比例分配其戶數約得如左表。

第五十四表　官廳水庫村莊被淹戶數推算表

村名	總戶數	總面積（平方公尺）	被淹面積 十三年洪水	最高洪水（平方公尺）	估計被淹戶數 十三年洪水	最高洪水
官廳	三〇	九二〇〇	〇	一〇〇	〇	不及一戶
賓營	四〇	一二一〇〇	七二〇〇	九二〇〇	二四	三〇
施家寨	三〇	一〇四〇〇	三〇〇	五六〇〇	一	一六
珠窩堡	一五〇	六二八〇〇	一五六〇〇	三三四〇〇	三七	八〇

閻家溝		五四〇〇	〇	一四〇〇	〇	
珠窩圍	一一〇	四九四〇〇	八六〇〇	四九四〇〇	一九	一一〇
辛窰子	六〇	一〇五〇〇	二〇〇〇	八七〇〇	一二	五〇
大　營	三〇	一八七〇〇	一八七〇〇	一八七〇〇	三〇	一三〇
小　營	七〇	六一〇〇〇	二四九〇〇	五六九〇〇	二八	六七
大七營	三〇	九二〇〇	五九〇〇	七六〇〇	二〇	二五
四　營	三〇〇	五一一〇〇	二〇三〇〇	三九四〇〇	一四〇	二三二
三　營	二〇〇	四五一〇〇	〇	二五一〇〇	〇	一一二
火燒營		三四〇〇〇	〇	三四〇〇〇	〇	

總計二九一七五二

官廳水庫內地畝，因攔洪之作用而被淹沒，固爲民間直接之損失，然實際受水之時間，殊不如一般人所想像之淹久。蓋永定發洪盡在夏季秋潦旣盡，土地肥沃，冬麥之利，己足償一年之辛苦。何況發洪大小年年殊異，如十三年之洪水，在盧溝橋約十九年而一遇，最大洪水，其週期乃在五百年以上。惟官廳洪水記載年數過短，不能知其平均洪水流量，暫以盧溝橋洪水週期公式 $Q=Q_{ave.}(1+1.21\log T)$ 代用，而以最高洪水爲五百年一次之洪水，得官廳洪水週期如左。

第八表　官廳洪水週期年表—

週期年數	百分比即頻速率	洪水流量（秒立方公尺）
五〇〇		八〇〇〇
二〇〇		七一〇〇
一〇〇		六四一〇
五〇		五七二〇
二〇		四八〇〇
一〇		四一〇〇
五		三五二〇
一		一八一〇

依此推算，則十三年之洪水，在官廳約須五十年一次，雖無記載可以證明，然盧溝橋洪水有官廳三家店間之逕流，以增加其頻速率，則十三年洪水流量，在官廳之頻速率，自應較在盧溝橋者爲疏也。

依第四表所載之洪水流量與相等之水位高度，製成曲線，復依此曲線以推算一年，五年，十年，乃至五百年洪水所達到之水位高度，而製成曲線，則得水位週期曲線。兩曲線均載圖二十一，上線示週期年數，中線示洪水最高流量，其水位高度與相當淹沒之面積，則分示於左右。依此

圖所載各線，可以計算每年平均淹沒之面積如左。

第九表 官廳水庫地畝淹沒週期率表

週期年數	水位高度（公尺）	淹沒面積（平方公里）	增淹面積（平方公里）	平均每年淹沒面積（平方公里）
一	四五六・五	一五・三	〇	一五・三〇〇〇
五	四六〇・四	二八・一	一二・九	二・五八〇〇
一〇	四六一・六	三一・六	三・五	〇・三五〇〇
二〇	四六二・九	三四・七	三・一	〇・一五五〇
五〇	四六四・三	三八・三	三・六	〇・〇七二〇
一〇〇	四六五・七	四一・五	三・二	〇・〇三二〇
二〇〇	四六七・二	四四・八	三・三	〇・〇一六五
五〇〇	四六九・〇	四八・六	三・八	〇・〇〇七六

以上共計每年被淹面積平均約一八・五平方公里，除去河道面積約六・八平方公里，實際每年被淹面積平均約十二平方公里弱，以畝計不過一萬九千畝。約當徵收地面積百分之三八・五耳。

復次，地畝受淹沒之害，事非一律，時間與深度，兩有關係。若尺餘之水，淹沒不過一日者，於農作物之影響，殆不甚著，圖二十二所示，爲流量，水位，與淹沒期間之關係。若取淹沒在一天以上之水位，而計其與流量之關係，繪爲曲線如圖二十一最下一線之所示，則知前表計算之結果，其損失尚屬過大。茲列表於後。

第十表 官廳水庫地畝淹沒一日以上之週期率表

週期年數	淹沒一日以上之水位高度（公尺）	面積（平方公里）	增加面積（平方公里）	平均面積（平方公里）
一	四五四・五	七・八	〇	七・八〇〇〇
五	四五九・三	二五・三	一七・五	三・五〇〇〇
一〇	四六〇・五	二七・四	二・一	〇・二一〇〇
二〇	四六一・六五	三一・七	四・三	〇・二一五〇
五〇	四六三・〇五	三五・一	三・四	〇・〇六八〇
一〇〇	四六四・〇二	三七・六	二・五	〇・〇二五〇

四〇〇	四六五・〇五	四〇・〇	二・四	〇・〇一二〇
五〇〇	四六七・一〇	四四・六	四・六	〇・〇〇九二

以上共計每年平均淹沒一一・八四平方公里，除河道面積，實不過五平方公里，合八千二百畝弱，爲徵收地畝之百分之一六・五。

故知官廳水庫被淹地畝，除河道外，在一日以上者，每年平均不過八千餘畝，不滿一日者，一萬一千餘畝弱，而其餘三萬餘畝，均可爲良好之耕種地，以每畝征租三角計，平均尚可收入萬元之譜，以之爲水庫歲修及防守經費，無虞不足。

太子墓水庫地畝，爲數無多，遇十三年同等洪水，時約計四八三〇畝，遇最大洪水，亦不過六三一〇畝。淹沒三村莊如左。

一、太子墓　　一百十戶。

二、青白口　　一百二十戶。

三、傅家台　　三戶。

第三節　申論

官廳及太子墓攔洪水庫之計劃及其效果已於前兩節中詳述之矣。惟尚有未盡闡明者，於此節中，分別申論之。

(ㄅ)水庫容量與面積。按水庫容量與攔水壩之高度，有一定之關係，若以公式表示之，則得

$$W = KwH^{N} \cdots\cdots\cdots\cdots (1)。$$

內W爲水庫容量（立方公尺）H爲攔水壩高度，K及M爲系數。美國土木工程師會會務月刊五十六卷第七期，曾載蘇穉蘭君「蓄水問題之各方面」一文 Some aspects of Water Conservation. By R.A. Sutherland，於世界各著名水庫，詳加分析，而得m之值如左。

水庫種類	m之數值
(一)湖泊式	一・〇至一・五
(二)洪水平原及山崖式	一・五至二・五
(三)山谷式	二・五至三・五
(四)山峽式	三・五至四・五

據此表，湖泊式高度與容量之變遷，雖似較小，而其K w之系數則多較大，故就湖泊改築水庫，仍不失其優越之地位也。

永定河水庫，皆在上游之山谷，故其m之系數較大。若於對數格線，繪成容量及高度關係曲線圖，而求m K與w之數值，則官廳水庫屬第四種，其公式爲

$$W = 441.4H^{4.24} \cdots\cdots\cdots\cdots (2)。$$

但在九公尺以下，則不能應用。

官廳水庫如淤積百分之三十，則容量高度曲線之公式爲

$$W = 134.7h^{4.58} \cdots\cdots\cdots\cdots (3)。$$

太子墓水庫屬第三種，其容量高度曲線之公式爲

$$A=1702.4h^{2.74}\cdots\cdots\cdots\cdots(4)。$$

但在高度二十公尺以內，則不能適用。

按水庫之性質，Kw之數值與水庫之面積有直接關係，其m之數值高者，必其面積之增加率較高，蓋面積之變遷，可以公式(1)按H數值之微分求得之：

$$A=mK_wH^{m-1}\cdots\cdots\cdots\cdots(5)。$$

公式(5)之面積推算方法較之實際情形之懸隔，較公式(1)爲甚，然可據此以見面積變遷之迹。按面積之大小，與蒸發量有直接關係，而蒸發之面積，應於最高層之水面面積計算。故水庫之m數值較大者，如作爲蓄水庫，則蒸發之損失量恆覺過大。故如官廳太子墓等水庫，若作爲蓄水庫，頗不經濟。若作爲攔洪水庫，則因其水庫蓄量，較壩高之增加量爲速，而涵洞之洩量，其增加率爲$H\frac{1}{2}$，速不如蓄量增加之速，實爲最經濟之利用也。若蒸發量較大，不特於攔洪用，毫無損失，且間接消弭一部分洪水總量。雖其爲時甚暫蒸發之計算，不易準確，然其爲水庫安全之因數，則無疑也。惟因蒸發之故總流量稍減，或於水庫淤積之量，略有增加，然亦無從推測矣。

(攵)涵洞平均洩量與最高洩量之比例。水庫攔洪之效果，必以最高洩水量與最高進水量之比例爲衡。此須假定一最高洩量，即涵洞面積而計算其結果。若研究水庫之經濟問題，即建設水庫與下游治導所需經費總數，是否係最經濟的勢不能一一假定涵洞之面積，以求其最高洩量。按涵洞洩量曲線，係屬一有規則之曲線，其最高洩量，與平均洩量，實有一固定之關係。變化之因子，乃在水庫容量與高度關係曲線，及涵洞洩量與高度關係洩線。美國邁耶迷水利區建築攔洪水庫，曾覓平均洩量，與最高洩量之關係，而得五與六之比。惟其所根據者，係該區水庫之情形，不能到處引用，今倣照其理論。計算一普通公式，而後代以本計劃各水庫容量曲線之系數。（參考邁耶迷水利區技術報告第七卷一八六頁）。

設以h爲水深，即有效水頭，H爲最高水深，a爲水庫在h深度時之面積，A爲最高水位時水庫面積，t爲達到h時經過之時間，T爲達到最高水位時經過之時間，O爲水位等於h時之洩量，即在t時之洩量，O_1爲最高洩量，i爲t時之進水流量，I爲假定同等平均進水流量，w爲水位在h時之蓄水容量，W爲最高水位蓄水容量，Kw爲容量深度曲線之系數，m

量深度線線之指數，Ko爲涵洞流量之系數，X爲洩水量與進水量之比例，r爲最高洩量與平均洩量之比例。所方平均洩量者，係指水庫漲水達到最高洩量期間內之平均洩量。

根據公式(1)　　$W=Kwh^{m}$

又根據公式(5)　　$A=MKwh^{m-1}$

涵洞洩量公式　　$O=Koh^{1/2}$ ……………………………………(6)。

若以$h^{\frac{1}{2}}$爲Z則　　$O=KoZ$ ……………………………………(7)。

在某一時間之進水量等於洩水量與蓄水量之和，故

$idh=odt+adh$ ……………………………………(8)。

設以　　$C=MKw$

則　　$A=Ch^{m-1}$ ……………………………………(9)。

如進水流量，爲一固定之數，即I，則公式(8)可作

$Idt=Koh^{1/2}dt+Ch^{m-1}dh$ ……………………………………(10)。

代以公式(7)則……　$Idt=KoZdt+CZ^{2m-2}.2ZdZ=KoZdt+2CZ^{2m-1}dZ$ …(11)，

或　　$(I-KoZ)dt=2CZ^{2m-1}dZ$。

故　　$dt=2C\frac{Z^{2m-1}}{I-KoZ}dZ=\frac{2C}{Ko},\frac{Z^{2m-1}}{\frac{I}{Ko}-Z}dZ$ ……………(12)，

又可化成

$dt=\frac{2C}{Ko}[-Z^{2m-2}-\left(\frac{I}{Ko}\right)Z^{2m-3}-\left(\frac{3}{Ko}\right)^{2}Z^{2m-4}-\left(\frac{I}{Ko}\right)^{3}Z^{2m-5}-$

$$\cdots\cdots\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-3}Z-\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-2}1+\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-1}\frac{1}{\frac{I}{K_o}-Z}\Bigg]\,dZ\cdots\cdots(13)。$$

求積分

$$[t]_{t_o}^{t}=\frac{2C}{K_o}\left[-\frac{Z^{2m-1}}{2m-1}-\frac{1}{2m-2}\left(\frac{I}{K_o}\right)Z^{2m-2}-\frac{1}{2m-3}\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2}Z^{2m-3}-\right.$$

$$\frac{1}{2m-4}\left(\frac{I}{K_o}\right)^{3}Z^{2m-4}\cdots\cdots-\frac{1}{2}\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-3}Z^{2}-\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-1}2-\left(\frac{I}{K_o}\right.$$

$$\left.\right)^{2m-1}\log_e\left(1-\frac{K_o}{I}Z\right)\Bigg]_{Z_o}^{Z}\cdots\cdots\cdots(14)。$$

依麥羅凌定理 Mclaurin's Theorem 擴展$\log_e\left(1-\frac{K_o}{I}Z\right)$ $\log_e\left(1-\frac{K_o}{1}\right)Z=$

$$-\left(\frac{K_o}{I}Z+\frac{1}{2}\left(\frac{K_o}{1}\right)^{2}Z^{2}+\frac{1}{3}\left(\frac{K_o}{I}\right)^{3}Z^{3}+\frac{1}{4}\left(\frac{K_o}{I}\right)^{4}Z^{4}+\cdots\cdots\right)\cdots\cdots(15)。$$

$$-\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-1}\log_e\left(1-\frac{K_o}{I}Z\right)=\left[\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-2}Z+\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-3}Z^{2}+\frac{1}{3}\right.$$

$$\left(\frac{I}{K_o}\right)^{2m-4}Z^{3}+\cdots+\frac{1}{2m-2}\left(\frac{I}{K_o}\right)Z^{2m-2}+\frac{1}{2m-1}Z^{2m-1}+\frac{1}{2m}\left(\frac{K_o}{I}\right)Z$$

$$^{2m}+\frac{1}{2m+1}\left(\frac{K_o}{1}\right)^{2}Z^{2m+1}+\frac{1}{2m+2}\left(\frac{K_o}{2}\right)^{3}Z^{2m+2}\cdots\cdots\Bigg]\cdots\cdots(16)$$

以公式(16)代入公式(14)中，如to與zo均為零數，則公式(14)成為

$$t=\frac{2C}{K_o}\left[\frac{1}{2m}\left(\frac{K_o}{I}\right)Z^{2m}+\frac{1}{2m+1}\left(\frac{K_o}{I}\right)^{2}Z^{2m-1}+\frac{1}{2m+2}\left(\frac{K_o}{I}\right)^{3}Z^{2m+2}\right.$$

$$\left.+\frac{1}{2m+3}\left(\frac{K_o}{1}\right)^{4}Z^{2m+3}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\right]$$

$$=\frac{2C}{1}\left[\frac{1}{2m}Z^{2m}+\frac{1}{2m+1}\left(\frac{K_o}{1}\right)Z^{2m+1}+\frac{1}{2m+2}\left(\frac{K_o}{1}\right)^{2}Z^{2m+2}+\frac{1}{2m+3}\right.$$

$$\left(\frac{Ko}{I}\right)^3 Z^{2m+3} + \cdots\cdots\cdots\cdots]$$

$$= \frac{2CZ}{I}^{2m}\left[\frac{1}{2m} + \frac{1}{2m+1}\left(\frac{KoZ}{I}\right) + \frac{1}{2m+2}\left(\frac{KoZ}{1}\right)^2 + \frac{1}{2m+3}\left(\frac{Ko^2}{I}\right)^3 + \cdots\cdots\right.$$

$$\left.\cdots\cdots\cdots\cdots\right]\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(17)。$$

自公式(1)及公式(9)

$$W = \frac{C}{m}h^m \quad MW = Ch^m = CZ^{2m}$$

公式(17)成爲

$$T = \frac{2mw}{I}\left[\frac{1}{2m} + \frac{1}{2m+1}\left(\frac{KoZ}{I}\right) + \frac{1}{2m+2}\left(\frac{KoZ}{I}\right)^2 + \frac{1}{2m+3}\left(\frac{KoZ}{I}\right)^3 \cdots\cdots\cdots\right.$$

$$\left.\cdots\cdots\cdots\cdots\right]\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(18)。$$

又以　$O = KoZ$代入(18)

$$T = \frac{W}{I}\left[1 + \frac{2m}{3m+1}\left(\frac{O}{I}\right) + \frac{2m}{2m+2}\left(\frac{O}{I}\right)^2 + \frac{2m}{2m+3}\left(\frac{O}{I}\right)^3 + \cdots\cdots\right]\cdots\cdots\cdots(19)。$$

如在最高洩量時

$$T = \frac{W}{I}\left[1 + \frac{2m}{2m+1}\left(\frac{O_1}{I}\right) + \frac{2m}{2m+2}\left(\frac{O_1}{I}\right)^2 + \frac{2m}{2m+3}\left(\frac{O_1}{I}\right)^3 + \cdots\cdots\right]\cdots\cdots(20)。$$

以X爲 $\frac{O_1}{I}$ 則

$$IT = W\left[1 + \frac{2m}{2m+1}X + \frac{2m}{2m+2}X^2 + \frac{2m}{2m+3}X^3 + \frac{2m}{2m+4}X^4 + \cdots\cdots\right]\cdots\cdots(21)。$$

故　$s^{-}dt = IT - W = W\left[\frac{2m}{2m+1}X + \frac{2m}{2m+2}X^2 + \frac{2m}{2m+3}X^3 + \frac{2m}{2m+4}X^4 \cdots\cdots\cdots\right.$

……………………] ………………………(22)。

在T時間內之平均洩量

$$\frac{\int_0 dt}{T}=\frac{W\left[\frac{2m}{2m+1}X+\frac{2m}{2m+2}X^2+\frac{2m}{2m+3}X^3+\frac{2m}{2m+4}X^4+\cdots\cdots\right]}{\frac{W}{I}\left[1+\frac{2m}{2m+1}X+\frac{2m}{2m+2}X^2+\frac{2m}{2m+3}X^3+\frac{2m}{2m+4}X^4+\cdots\cdots\right]}\quad(23)。$$

而平均洩量與最高洩量之比例

$$R=\frac{S_0 dt}{O_1 T}=\frac{I}{O_1}\left[\frac{\frac{2m}{2m+1}X+\frac{2m}{2m+2}X^2+\frac{2m}{2m+3}X^3+\frac{9m}{2m+4}X^4+\cdots\cdots}{1+\frac{2m}{2m+3}X+\frac{2m}{4m+2}X^2+\frac{2m}{2m+3}X^3+\frac{2m}{2m+4}X^4+}\right]\quad(24)$$

$$R=\frac{\frac{2m}{2m+1}+\frac{2m}{2m+2}X+\frac{2m}{2m+3}X^2+\frac{2m}{2m+4}X^3\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots}{1+\frac{2m}{2m+1}X+\frac{2m}{2m+2}X^2+\frac{2m}{2m+3}X^3+\frac{2m}{2m+4}X^4+\cdots\cdots}=2m\left[\frac{1}{2m+1}\right.$$

$$+\frac{1}{(2m+1)^2(2m+2)}X+\frac{(2m+1)^2-(2m+1)+2}{(2m+1)^3(2m+2)(2m+3)}X^2+\frac{(2m+1)^5}{(2m+1)^4}$$

$$\left.\frac{+4(2m+1)^3+2(2m+1)^2-(2m+1)+6}{(2m+2)^2(2m+3)(2m+4)}X^3+\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\right]。$$

最後

$$R=\frac{2m}{2m+1}\left[1+\frac{1}{(2m+1)^2(2m+1)}X+\frac{(2m+1)^2-(2m+1)+2}{(2m+1)^2(2m+1)(2m+3)}X^2\right.$$

$$\left.+\frac{32m^5+80m^4+12m^3+96m^2+40m+12}{(2m+1^3(2m+2)^2(2m+3)(2m+2)}+\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\right]\quad(25)$$

此最後之公式雖繁複然實際右欵第二項之數已甚小如

$$M=2.5\quad\frac{1}{(2m+1)^2(2m+2)}X=\frac{1}{2\ 5\ 2}X$$

而X又爲分數，故此類已不關緊要。自第三項以下，爲數更小，無足重輕，故卽以

$$R=\frac{2m}{2m+1}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(26)$$

亦無大誤矣。

若以官廳水庫之平均洩量與最高洩量相比，則照公式(26)，應爲

$$R=\frac{2m}{2m+1}=\frac{2\times4.24}{2\times4.24+1}=.895。$$

如照淤積百分之三十計算

$$R=\frac{2\times4.58}{2\times4.58+1}=.902。$$

而照洩水量曲線計算如左。

進水流量	洩水最高流量（秒立方公尺）	平均洩水流量（秒立方公尺）	平均最高洩量之比較（百分數）
十三年洪水	一二〇〇	一〇八〇	九〇•〇
四〇〇〇秒立方公尺	一一一二	九九〇	八九•〇
三〇〇〇秒立方公尺	一〇四八	九三三	八九•一
二〇〇〇秒立方公尺	九七二	八六五	八九•〇

實際計算之數，與按公式求得之數較低，蓋以官廳水庫之下層十公尺，其系數與上層微有不同，故洩量愈高，則其數愈近也。若遇最高洪水，一部分由滾壩排洩，故不能引用此公式。

平均洩量與最高洩量之比例數，可以最經濟之時間，求得其一最高洩量所應蓄之水量，以計算攔水壩之高度，與水庫之建設費，若與下游治導之費，連帶計算，則可研究最經濟之水庫建設也。

(ㄱ)官廳水庫洩量與經濟問題。水量洩量之經濟問題，在減洪之效率與水庫建設經費之比較。官廳水庫最高洩量與壩高之關係，可計算如左表。（以十三年洪水爲根據。平均洩量爲最高洩量之百分之九十）。

第十一表　官廳水庫限制洩量與壩高推算表(十三年洪水)

平均洩量（秒立方公尺）	最高洩量（秒立方公尺）	應備蓄水量（兆立方公尺）	水深（公尺）（自壩基地面計算）	減洪效率（百分比）

一八〇〇	二〇〇〇	一三五二三・六	二三・六	六四・九
一三五〇	一五〇〇	一五三六四・三	二四・三	七三・七
一〇八〇	一二〇〇	一七七二五・二	二五・二	七九・〇
九〇〇	一〇〇〇	一九五二五・八	二五・八	八二・五
七二〇	八〇〇	二一七二六・六	二六・六	八六・〇
五〇〇	六〇〇	二四三二七・五	二七・五	八九・五
三六〇	四〇〇	二七五二八・五	二八・五	九三・〇

最經濟之攔洪水庫，其所費按減洪效率十百分之一計算，應爲最低。據上表，減洪之效率，視蓄量以爲衡，若能得每蓄量單位之價，卽可計算每減洪百分之一之所費。惟蓄量之單價，視水庫情形而異，大抵水庫容量公式中之指數m（公式1）高者，其蓄量單價，壩愈高則愈低，否則隨壩高而增加焉。設以壩之體積，按高度之變遷，演爲公式，則得

$$V=KvH^{n} \quad \cdots\cdots(27)。$$

而假定每單位體積之建築費爲D，又以壩之地畝，每單位購置之費爲B，則根據公式(27)及公式(5)，得水庫建設經費C如下。

$$C=BmKwH^{m-1}+DKvH^{n}+Kc \quad \cdots\cdots(28)。$$

Kc乃一固定之數，如測量計劃等所費者是。

若以容量之公式，除公式二十八，則得每一單位容量之所費。

$$C=\frac{BmKwH^{m-1}+DKvH^{n}+Kc}{Kw\ H^{m}} \quad \cdots\cdots(29)。$$

公式二十九中m之數，如大於n，則壩愈高而每單位容量之價亦愈低，如m小於n則視B,D, kc之數大小之不同，或增或減。

壩之體積，視高度而變遷，其途徑有二。一爲壩之長度，除餘崖外，大都壩愈高，則壩頂之長度愈增，若兩岸壁立，則長度不變。惟其變遷之跡，因天然山谷斷面，至難以數學公式表示之。次爲壩身之剖面面積，有一部分可以數學公式表示其與高度之關係。惟每因壩基及其他種種關係，亦不能盡屬正確。故公式二十七至二

十九爲理想之討論則可，實際應用，每多扞格。故研究官廳水庫之經濟問題，先須計劃不等高之流壩，計算其體積（連海慢在內），然後製爲曲線，如圖二十三，自此圖及第十二表，計算每減洪百分之一之單價如左，（以十三年洪水爲根據。）

第十二表　官廳水庫減洪效率及單價計算表

減洪效率	蓄水量	每減洪百分之一蓄水量	地畝費估計		滾壩建築費估計				行政費及意外費	建設費總計	每兆立方公尺之建設費	每減洪百分之一之建設費
百分比	（兆立方公尺）	（兆立方公尺）	面積（平方公里）	地價（萬元）	水深（公尺）	壩高（公尺）	體積（平立方十尺）	壩建築費（萬元）	（萬元）	（萬元）	（萬元）	（萬元）
64.9	135	2.08	34.1	68.1	23.6	25.6	47.2	101.1	52.5	221.7	1.6400	34100
73.7	153	2.09	35.8	72.4	24.3	26.3	49.2	105.2	54.2	231.8	1.5130	31700
79.0	177	2.24	38.0	77.9	25.2	27.0	51.4	110.0	56.3	244.2	1.3800	30900
82.5	195	2.36	40.6	85.0	25.8	27.6	53.2	113.8	58.5	257.3	1.3200	31200
86.0	217	2.52	42.4	89.0	26.6	28.3	55.2	118.0	60.1	267.1	1.2300	31000
89.5	243	2.71	44.4	94.0	27.5	29.2	57.8	123.7	62.2	279.9	1.1500	31200
93.0	275	2.96	46.5	99.3	28.5	30.2	60.9	130.2	64.6	294.0	1.0700	31700

上表所列應說明如下。(1)地價係地畝及遷徙村莊價，合併之價，但河道地畝，約七平方公里，不計在內。(2)壩高係自涵洞底至滾壩頂計算，假定遇最高洪水時，應增蓄量相等，即一四三•九立方公尺。(3)壩之體積，連壩積及海漫在內。(4)壩之建築費，係就本計劃中估計（見後）平均計算。(5)行政費，係按一固定之數即一八七〇〇〇元計算。意外費，係按地價及建壩費百分之二十計算。

觀上表所列，每減洪百分之一（十三年洪水）之價，自三萬零九百元至三萬四千一百元，而以洩洪百分之七九即最高洩量一二〇〇秒之方公尺爲最低。然此表價格，係按一二〇〇秒之方公尺之詳細計劃估計，比例推算，實際或當以洩量一〇〇〇或八〇〇秒立方公尺爲最低。然本計劃所規定之洩量，已鄰最經濟之建設，則無疑義。

(二)官廳水庫其他利用。官廳山峽上游，可以建造最良好的攔洪水庫，已如上述。然水庫建設，須費甚鉅，若能利用爲其他生利機關，自不應忽視。茲就(1)水力發電，(2)灌溉，兩途加以研究。

(一)水力發電。按官廳山峽，自官廳至二家店一百零八公里間，地勢陡降，差

三百四十公尺，若能順勢引水，以發電力，實有無窮之利。本會前曾有永定河水力發電計劃，爾時以官廳無低水流量記載，故根據盧溝橋流量最小每秒五立方公尺爲官廳之最低流量。自官廳導至量，約可得有效水頭一百八十公尺，共一萬一千八百馬力。初步估計，建設經費爲三百零五萬八千元。此項估計，未經詳細測量計劃，自不精確。然永定河水力發電之可能性，不容否認。

官廳低水流量記載，自十七年始。十八年爲洪水年份，十九年爲低水年份，以十九年流量，按月結總製爲總流量曲線圖，則知十九年六月至二十年六月平均流量爲每秒十四·八立方公尺。惟如蓄水以濟盈虛，則不免蒸發等等損失，故最多可蓄水一百三十兆立方公尺。平均每秒一四·七五立方公尺，已幾三倍於盧溝橋之流量矣。以防洪而論，春冬間之蓄水，無碍於攔洪之作用，惟自七月至九月中旬，水庫容量，應充分備作攔洪之用，在平均年份，本無妨於水力發電。惟如乾旱之年，如十九年者，則至六月底尚須蓄七十六兆立方公尺，直至次年一月中旬，方能供求相應。故如雙方兼籌并顧，官廳水庫，至少應增加容量七十六兆立方公尺，約須增加壩頂二公尺半，增加建設費四十餘萬元。其引水渠管及機器等費均不在內。

(二)灌溉。水力發電所洩之水，固可用作灌溉，然如僅作灌溉之用，假定於六月中洩水庫使空，則積水一百十兆立方公尺，每秒可得一七·八立方公尺。但在二十年夏季，則僅能積水八十九兆立方公尺，平均每秒一二·六立方公尺而已。又如於冬間積水至三月初始開，則每秒可得二四·四立方公尺，若能待至四月初始開，則可得每秒三二、七立方公尺。水庫建築費所增，惟閘門等，爲數較微。而灌溉面積得如左表。

流　量	總流量(按九十一天計算) 兆立方公尺	灌溉面積(深度一公尺) 頃　數	灌溉面積(深度半公尺) 頃　數
一二·六	九八·一	一六〇〇	三二〇〇
二四·四	一九二·三	三一四〇	六二〇〇
三二·七	二五八·四	四二一〇	八四二〇

由此觀之，官廳水庫若能利用爲蓄水庫，可得水力三萬馬力，或溉稻田三千頃以上。然有一最困難之點，非現在積能解決者，即官廳水庫以淤積問題也。蓋積水

備旱，則凡可儲蓄者，涓滴不任其消耗。庫內盡屬止水，卽有應用之洩量，其影響於水之動靜也必甚微。故沙泥之沉積，必較攔洪水庫爲迅速而完全。設積水時間，爲同十二月至六月，則照第三十九表所列逐月排洩沙量，每年應積沙一百七十五萬立方公尺，加以汎期積沙平均七十二萬立方公尺，平均二百四十七萬立方公尺矣。則爲水力發電所留之七十六兆立方公尺之蓄量，不過三十年可以淤平，百年之後，或不復見水庫之形狀矣。

爲免顧此失彼計，官廳水庫暫以單純攔洪爲用，若將來淤積情形不如預計之甚，而水力發電及灌溉之需要，甚爲迫切，則於愼前加裝閘門，尙不甚難。且此次估計低水流量，係根據最近數年之記載，本會現正謀上游灌溉事業之發展，如有成效，則官廳之低水流量，必因而減小。水力發電與灌溉之利益，亦必受其影響。故現在暫將此問題擱置，惟於築壩之時，預留閘門位置，以免他日更張之縻費。

（丙）太子墓水庫容量與洩量之研究，太子墓水庫平均洩量與最高洩量之比，應爲 $r=\frac{2m}{2m+1}=\frac{5.48}{6.48}=84.57$。

太子墓水庫，若僅爲節制太子墓官廳間之洪水逕流，則其所需蓄量如下。

平均洩量	最高洩量	十三年洪水所需蓄量（兆立方公尺）	十八年洪水所需蓄量（兆立方公尺）	最高洪水所需蓄量（兆立方公尺）
二〇〇	二三七	六七	七七	二四六
四〇〇	四七四	五一	五九	一八二
六〇〇	七一一	三九	四七	一五〇
八〇〇	九四八	二九	三九	一二五
一〇〇〇	一一八五	二一	三三	一〇九
一二〇〇	一四二二	一三	二七	八八
一五〇〇	一七六八	四	一九	六六

上表之最高洩量，加官廳之最高洩量，約等於太子墓實在最高洩量。例如十三年官廳最高洩量爲一二〇〇秒立方公尺，太子墓最高洩量一六二〇秒立方公尺，相差四二〇秒立方公尺，卽爲官廳太子墓間逕流之洩量約數，而自此數求得應需蓄量爲五四兆立方公尺。實際爲五八•二一兆立方公尺也。

設以十三年洪水爲例，太子墓水庫洩量蓄量與減洪百分比，可得而計算如左表。

第十三表　太子墓水庫限制洩量與壩高推算表(根據十三年洪水)

官廳水庫洩量(秒立方公尺)	太子墓逕流節制洩量(秒立方公尺)	太子墓水庫洩量(秒立方公尺)	蓄量	水　深	壩　高	減洪效率
六〇〇	二三七	八三七	六七	四六・八	五一・九	八三・七
六〇〇	四七四	一〇七四	五一	四〇・四	四八・五	七九・三
六〇〇	七一一	一三一一	三九	三六・四	四五・三	七四・五
六〇〇	九四八	一五四八	二九	三二・六	四三・一	六九・九
八〇〇	二三七	一〇三七	六七	四六・八	五一・九	七九・九
八〇〇	四七四	一二七四	三九	四〇・四	四八・五	七五・三
八〇〇	七一一	一五一一	二九	三六・四	四五・三	七〇・六
一〇〇〇	二三七	一二三七	六七	四六・八	五一・九	七四・〇
一〇〇〇	四七四	一四七四	五一	四〇・四	四八・五	七一・四
一〇〇〇	七一一	一七一一	三九	三六・四	四五・三	六六・八
一二〇〇	二三七	一四三七	六七	四六・八	五一・九	七二・〇
一二〇〇	四七四	一六七四	五一	四〇・四	四八・五	六七・五
一二〇〇	七一一	一九一一	三九	三六・四	四五・三	六二・八

根據此表，可知太子墓水庫之容量與洩量，實與官廳水庫之洩量有密切之關係。為比較太子墓水庫之建築費，不得不連官廳水庫之建築費合併計算如左表。

第十四表　太子墓水庫減洪效率及單價比較表

官廳水庫洩量(秒立方公尺)	太子墓水庫洩量(秒立方公尺)	壩高(公尺)	官廳水庫建設費(萬元)	太子墓水庫建設費(萬元)	總計(萬元)	減洪效率	每減洪百分之一之建設費(元)
600	837	51.9	279.9	531.5	811.4	83.7	97000
600	1074	48.5	279.9	454.3	734.2	79.3	92500
600	1311	45.3	279.9	408.3	688.2	74.5	92500
600	1548	43.1	279.9	382.3	662.2	69.9	94700
800	1037	51.9	267.1	531.5	798.6	79.9	99900
800	1274	48.5	267.1	454.3	721.4	75.3	95700
800	1511	45.3	267.1	408.3	675.4	70.6	95600
1000	1372	51.9	257.3	531.5	788.8	74.0	106500

1000	1474	48.5	257.3	454.3	711.6	71.4	99700
1000	1711	45.3	257.3	408.3	665.6	66.8	99700
1200	1437	51.9	244.2	531.5	775.7	72.0	108000
1200	1620	48.0	244.2	443.5	687.7	70.2	98000
1200	1674	48.5	244.2	454.3	698.5	69.2	101000
1200	1911	45.3	244.2	408.0	652.5	62.8	104000

依上表所列，可知官廳水庫洩量愈少，則減洪之效果愈大。若官廳水庫之洩量不變，則以壩高四十八公尺左右，較為經濟。故太子墓水庫之攔水壩，高度定為四十八公尺。自壩底二五二公尺起，至壩頂為三〇〇公尺。

(ㄉ)盧溝以下之洪水流量。盧溝橋以下永定河之洪水容量，已見前節。最經濟之辦法，應使各段洪水流量，恰如其河道所能容納之量。惟河道容量變遷過鉅，勢不能分合錯綜，一一適當，則較合理之流量分配，應如左列。

盧溝橋以上四〇〇〇	盧溝橋至金門閘二五〇〇	金門閘至雙營二〇〇〇	三角淀內一〇〇〇
	盧溝橋減壩　一五〇〇	金門閘分洩　五〇〇	新減河　一〇〇〇

更較安全之辦法，則自金門閘下行之水，不令過一〇〇〇秒立方公尺，而上游節制之水，一部分由盧溝橋減壩及金門閘分洩入小清河。

最安全之辦法，則無論上游洪水大小，到達盧溝橋之流量，不令過一〇〇〇秒立方公尺。

此最安全之辦法，遇最大洪水，即不能適用，蓋最大洪水，在盧溝橋之流量，原於太子墓三家店間之逕流者，已達七百六十秒立方公尺。若限制在一〇〇秒立方公尺以下，則太子墓水庫洩量，當在二四〇秒立方公尺以下，即平均約二〇〇秒立方公尺，此種辦法，雖屬情理所許，然太子水庫以之節制太子墓官廳間之逕流，已須蓄量二百四十六兆立方公尺，壩高約七十八公尺，而官廳水庫於時幾涓滴不能下洩，須蓄水六〇〇兆立方公尺，壩高約四十公尺，共須增加水庫建築費七百五十萬元。而官廳水庫淤積較速，年壽甚促，其目的更不易達到矣。

不特最高洪水為然也。即遇十八年洪水太子墓三家店間之逕流，已達九五〇秒立方公尺。是太子墓之平均洩量不應在五〇秒立方公尺以上。其水庫蓄量，假定官廳水庫，於此時絕不洩水，亦須一百十兆

立方公尺矣。壩高約需五十五公尺。增加建築費約二百十萬元，而仍無補於十三年之洪水。

復次，為節制下游洪水流量計，勢必節節設站以報水勢，然後定上游各水庫應洩水量。水庫洩水機關，亦必須有閘門以司啓閉，其間傳報之遲速，啓閉之緩急，稍有失誤，卽可與原計劃出入甚鉅。以如此繁複之運用，偉大之建築費，仍不能保其盡善盡美。故甯捨而不取。

若如第一辦法，上游水庫如本計劃所規定，而自盧溝橋以下節節分析，至三角淀流量，不令超出一〇〇〇秒立方公尺，則遇歷屆洪水，應有左列之規定。

洩道	最高洪水	十三年洪水	十八年洪水
盧溝橋以上	三七〇〇	二〇四〇	二二三〇
盧溝橋至金門閘	二五〇〇	二〇四〇	二二三〇
盧溝橋減壩	一二〇〇	〇	〇
金門閘至雙營	二〇〇〇	二〇〇〇	二〇〇〇
金門閘	五〇〇	四〇	二三〇
雙營以學	一〇〇〇	一〇〇〇	一〇〇〇
洩洪新道	一〇〇〇	一〇〇〇	一〇〇〇

依此辦法，盧溝橋減壩及金門閘，均須重行建築，并以閘門節制其流量。而洩水新道，若向北岸以入北運，則北運盛漲之時，宣洩更為困難。若由南岸以入西河，或按本會計劃之獨流入海減河，則其長度達四十公里，開河之費，約計須二百萬元以上。

免增加過大之新河建築費，則莫如改建盧溝橋減壩，而留金門閘。其流量分配辦法如左表。

第十五表 永定河下游流量分配表

	最高洪水	十三年洪水	十八年洪水
盧溝橋以上流量	三七〇〇	二〇四〇	二二三〇
盧溝橋減壩洩量	一五〇〇	八九〇	一〇八〇
盧溝橋金門閘流量	二二〇〇	一一五〇	一一五〇
金門閘洩量	三三〇	二一〇	二一〇
金門閘以下永定河流量	一八七〇	九四〇	九四〇

據右表所列洪水流量，遇最高洪水年份，三角淀內之永定河，不免出槽，然此數百年一次之洪水，其損害當不甚鉅。若普通洪水，則三角淀內水不出槽，河道自可持久。至盧溝橋減壩所洩流量，與大小淸河之關係，另詳次章。

(去)永定河水庫與各國水庫建設單價之比較　官廳山谷爲良好之水庫，可以每兆立方公尺之建設費，與世界各國水庫之建設比較而知。太子墓水庫，雖不若官廳水庫之優越，然亦不失爲中等。左表所列卽各國水庫每兆立方公尺之建設費，原價係美金，暫以美金一元合國幣四元八角計算。

第十六表　各國水庫與永定河水庫建設單價比較表

水庫所在地	計算單價之水庫數	最高單價	最低單價	平均單價(均按每兆立方公尺之建築費以美金計)
密失失必河	五	一•二七二	一六九	二五六
美國其他地方	三一	三三四•〇〇〇	一五五	六•〇七〇
坎拿大阿泰兎	三			一五三
德奥法諸國	三〇	一•〇四七•〇〇〇	九•〇六〇	五三•三〇〇
其他各國	五〇	一五八•〇〇〇	三•五三〇	八•五〇〇
永定河官廳水庫按淤積百分之卅計算				二•二三〇
永定河太子墓水庫				一三•二〇〇

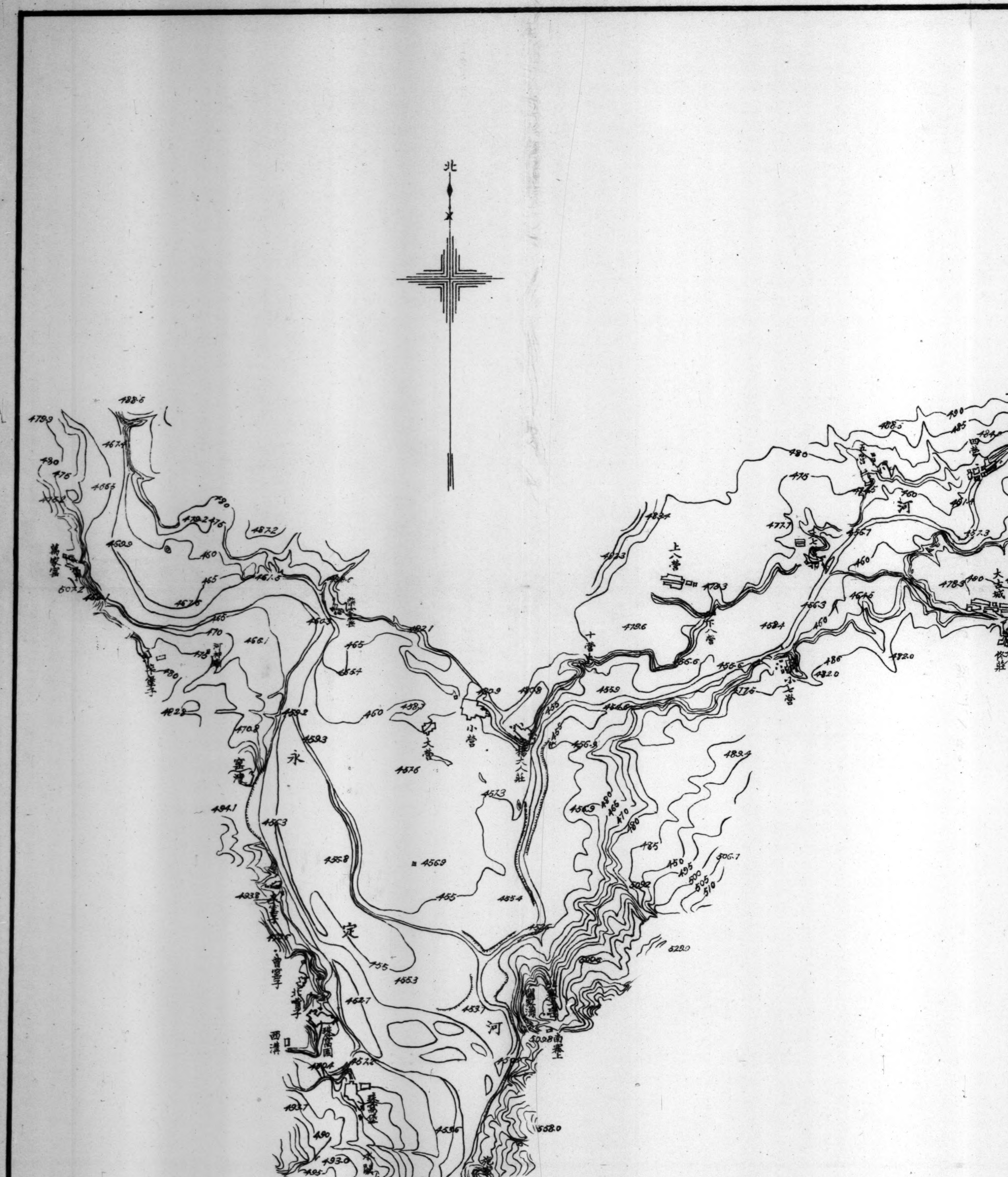
以金錢之價値爲比較，則物價之漲落，與時互異，每致失其眞相，而用銀之國如吾國者，尤難與他國比。若按壩之體積單位，分類而比較其每一單位所能蓄水量，雖有種種消費，未必隨壩之體積而異，而大致則較爲固定。玆列表於左，(以重量石壩及混凝土壩爲限)。

第十七表　壩身體積與蓄水量比較表

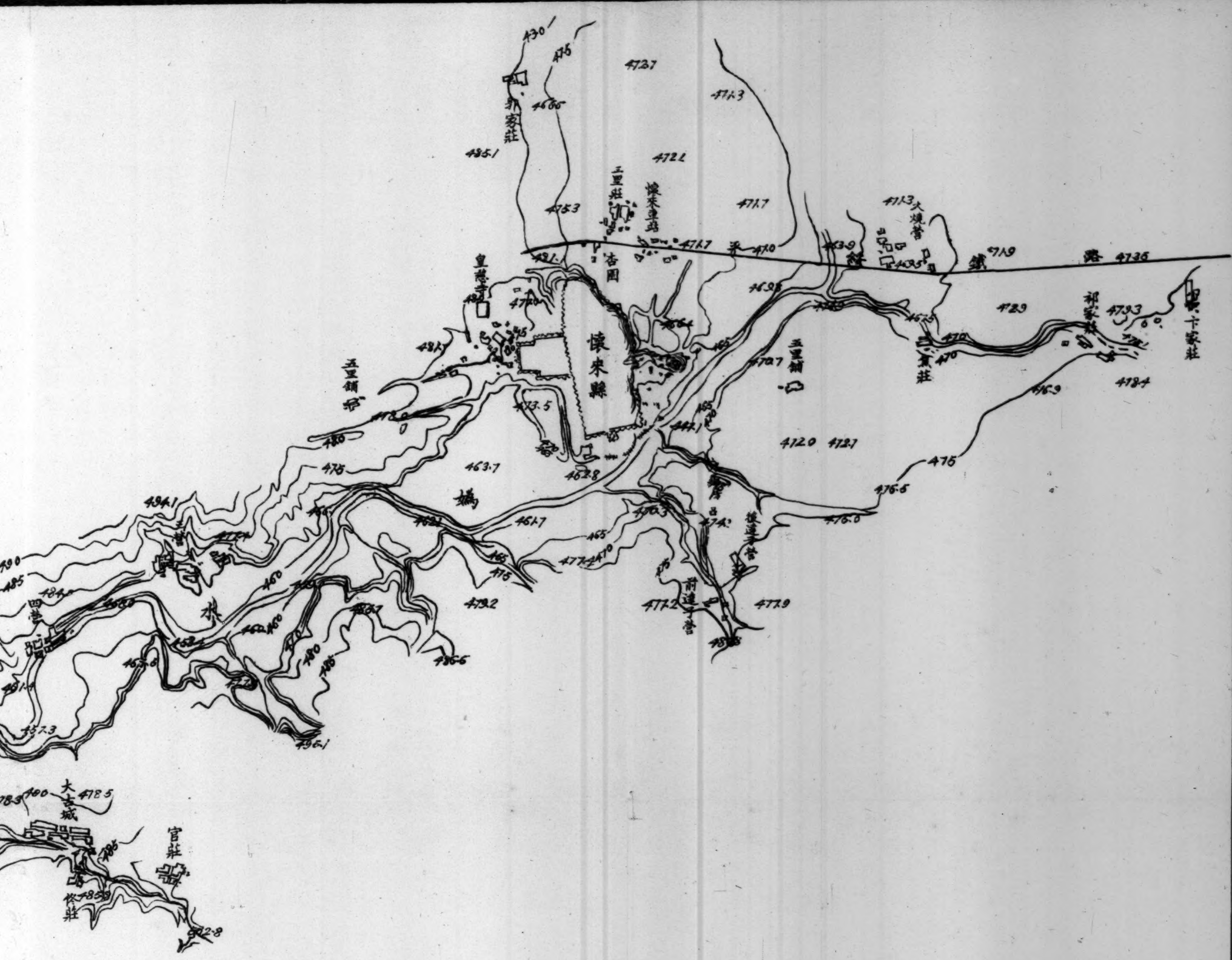
水庫名稱	所在地	蓄水量(兆立方公尺)	壩身體積(千立方公尺)	壩高(公尺)	壩身每立方公尺蓄水量(以立方公尺計)
阿曉淦 Ashokon	美國	四八五	六七六	六四•〇	七一七
阿露落克 Arrowrock	美國	三四六	四四八	七五•九	七七二

克勞斯河 Gross River	美國	三六	一一九	五一•八	三〇四
羅斯福 Roosewelt	美國	一六九〇	二六二	六七•一	六四五〇
愛代河 Eder R.		二〇二	三〇〇	四一•五	六七三
官廳	永定河	二二八	五〇	二七•〇	四五五〇
太子墓	永定河	八〇	一五八	四八•〇	五〇六

觀此表所載，可知官廳水庫優越之地位，以太子墓水庫較之，瞠乎後矣。



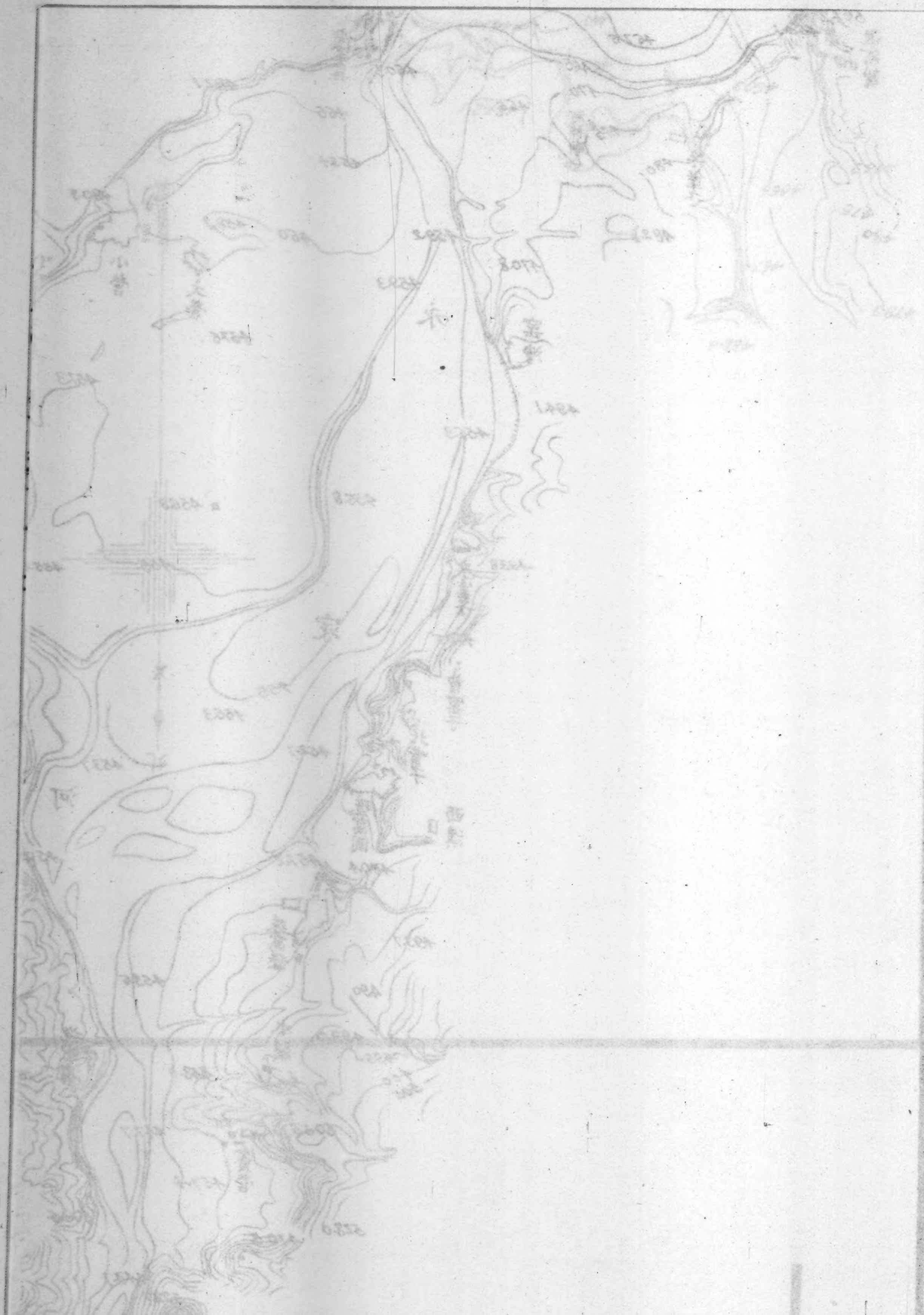
北
永
定
河
河
上八營
小營
大營
小七營
十營
西漢
0
5
10



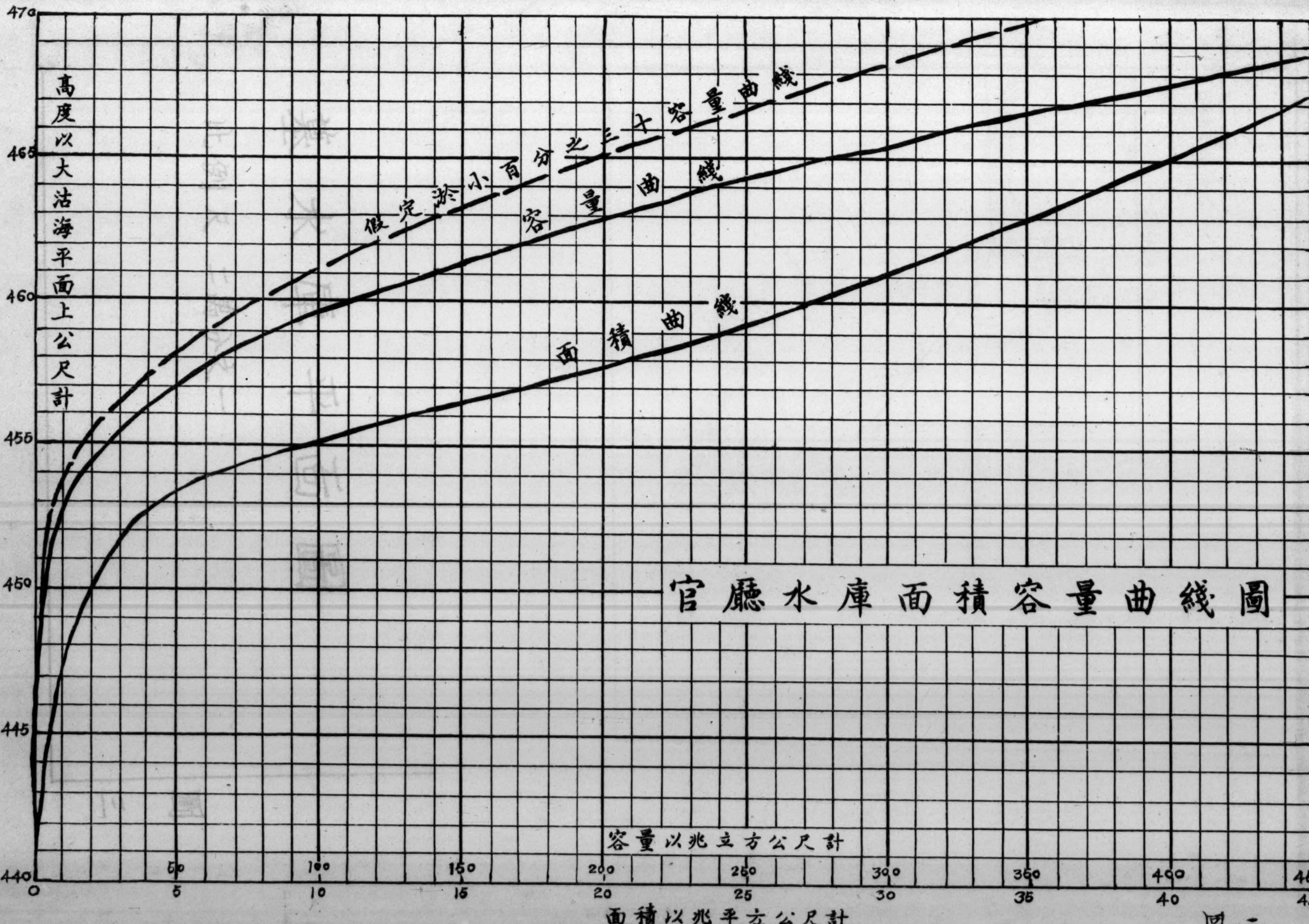
官廳水庫平面圖

比例尺五萬分之一

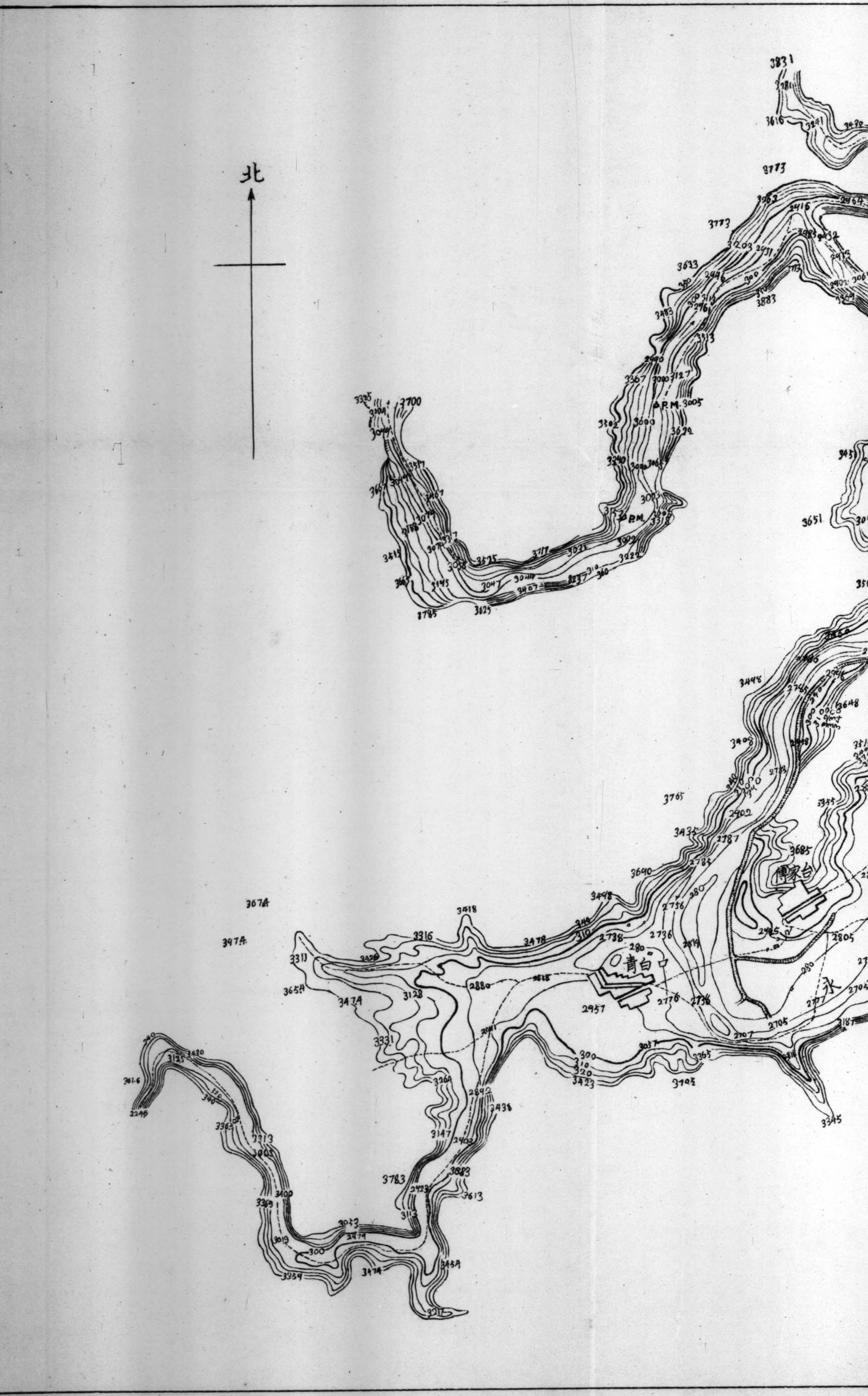
圖一

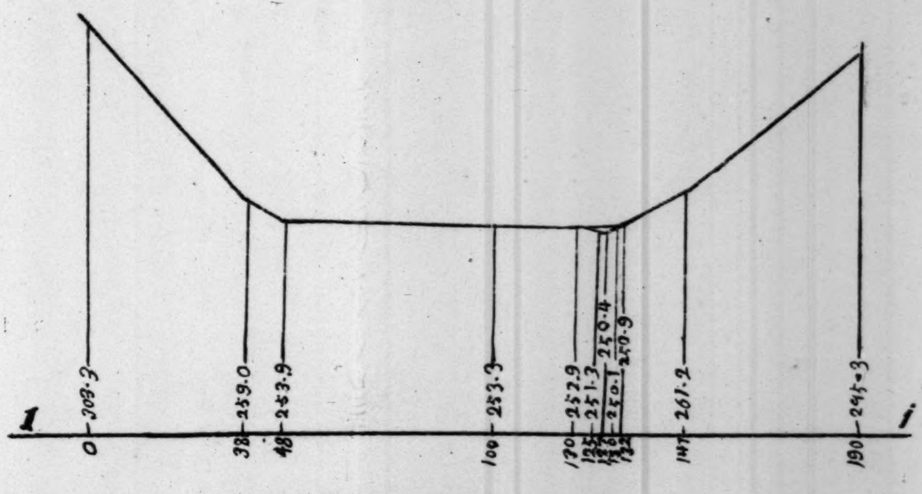


圖一

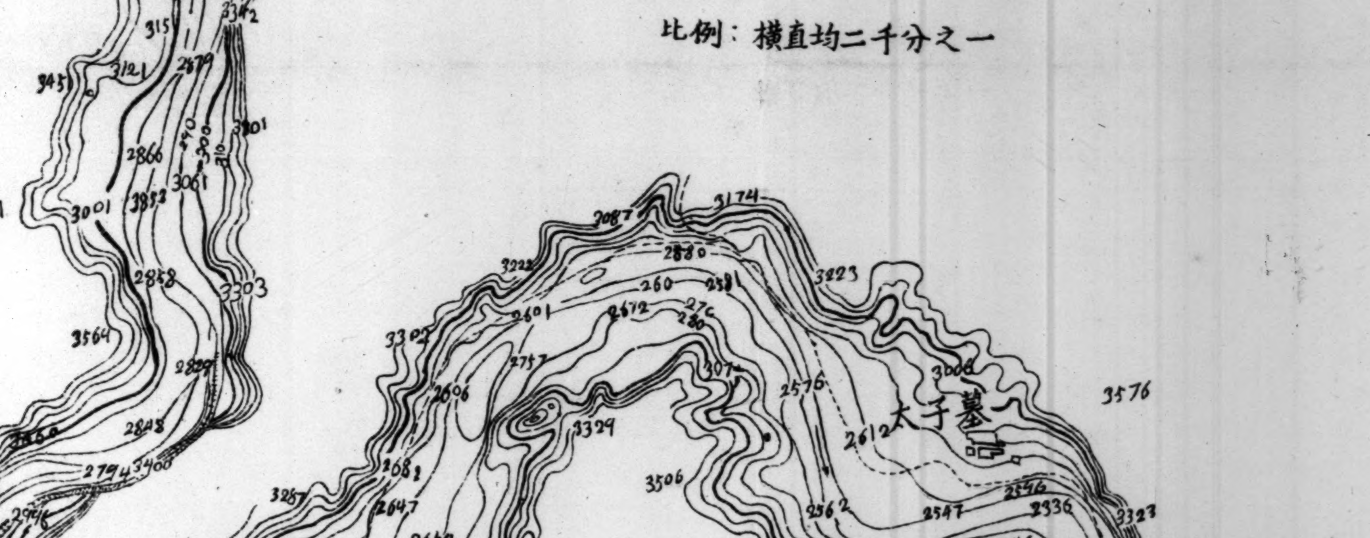

官廳水庫面積容量曲綫圖
高度以大沽海平面上公尺計
假定淤小百分之三十容量曲綫
容量曲綫
面積曲綫
容量以兆立方公尺計
面積以兆平方公尺計
440
445
450
455
460
465
470
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
5
10
15
20
25
30
35
40
45

圖二


北
傅家台
青白口
永
P.M.



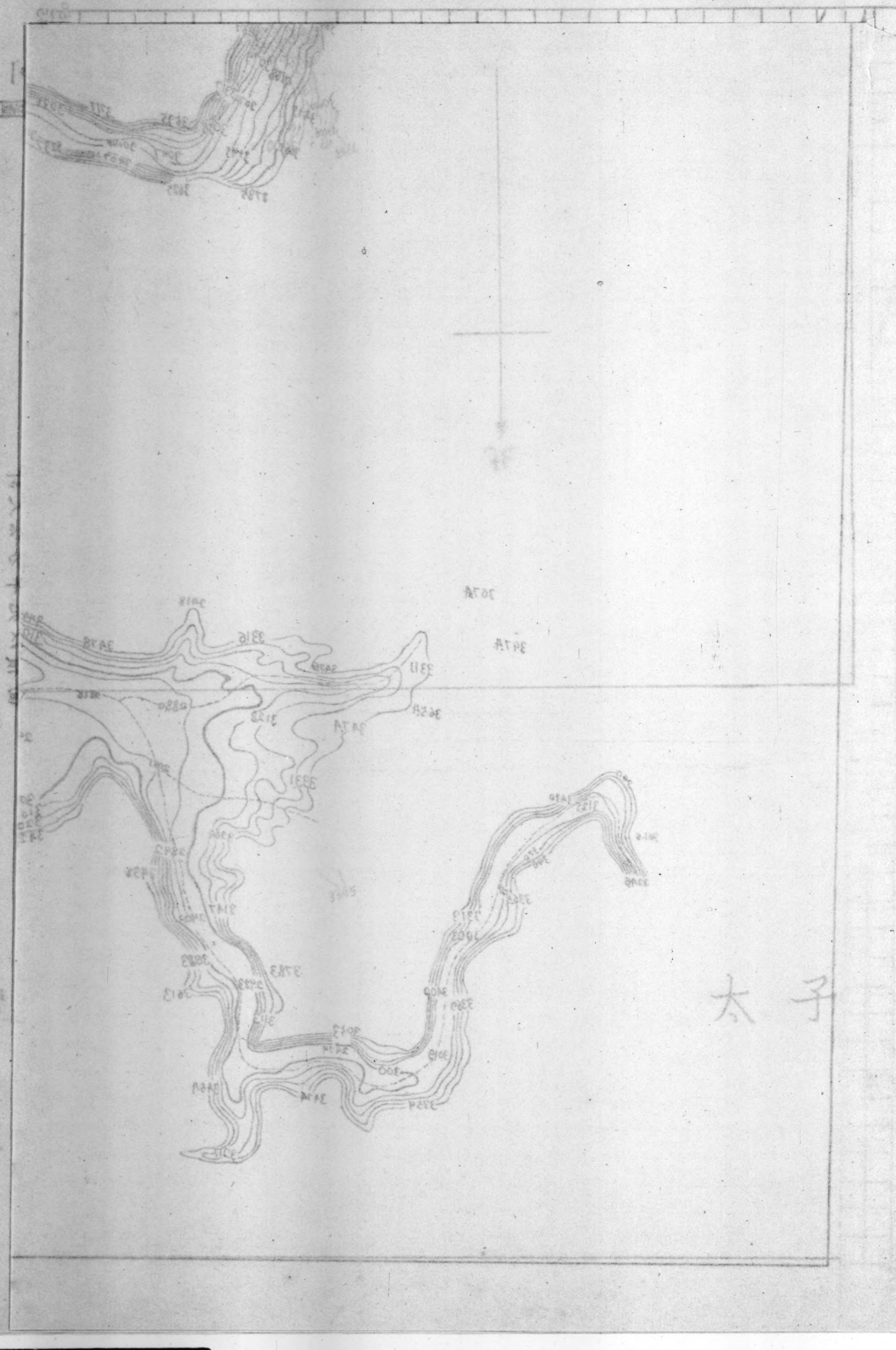
比例：横直均二千分之一



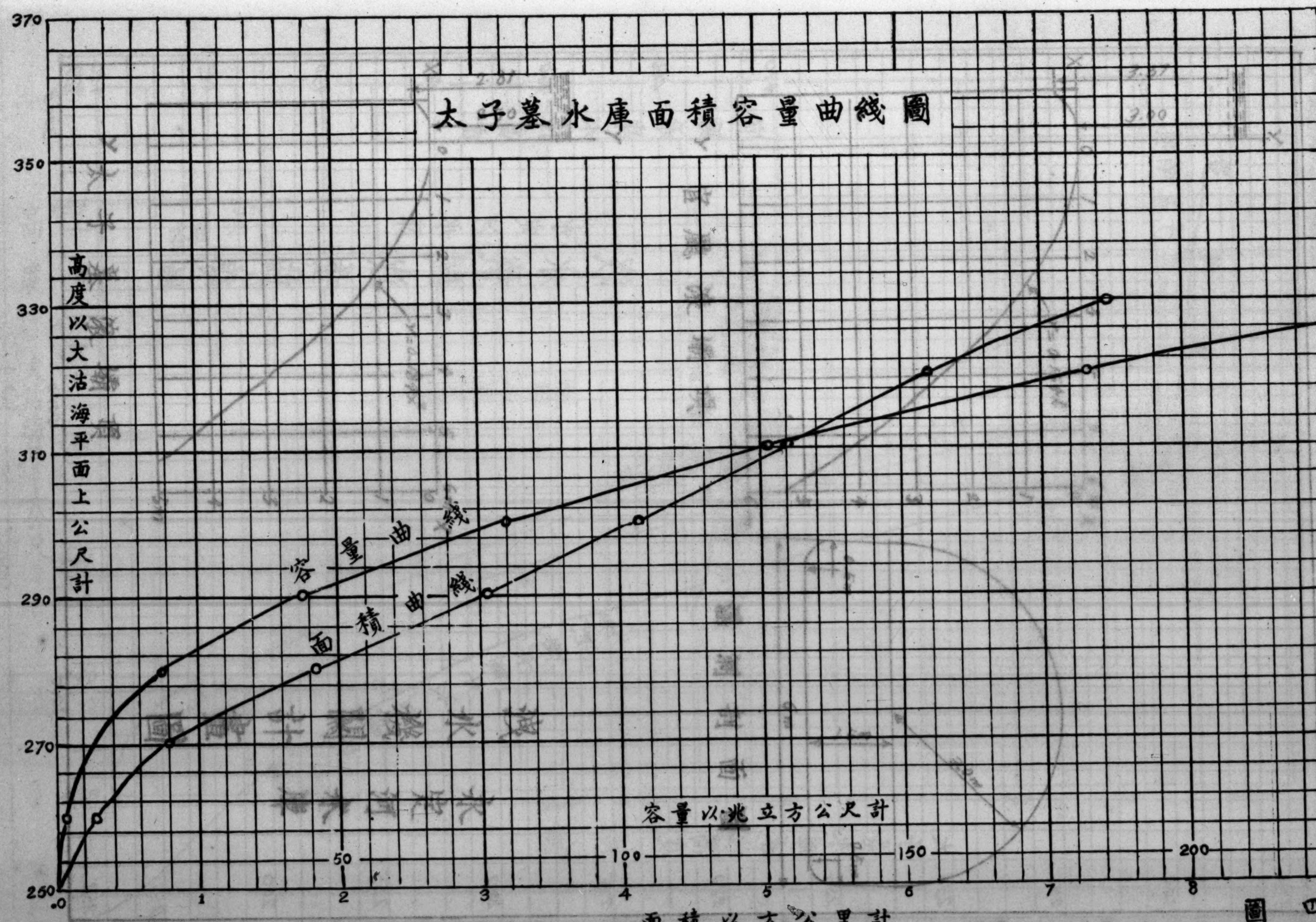
太子墓水庫平面圖

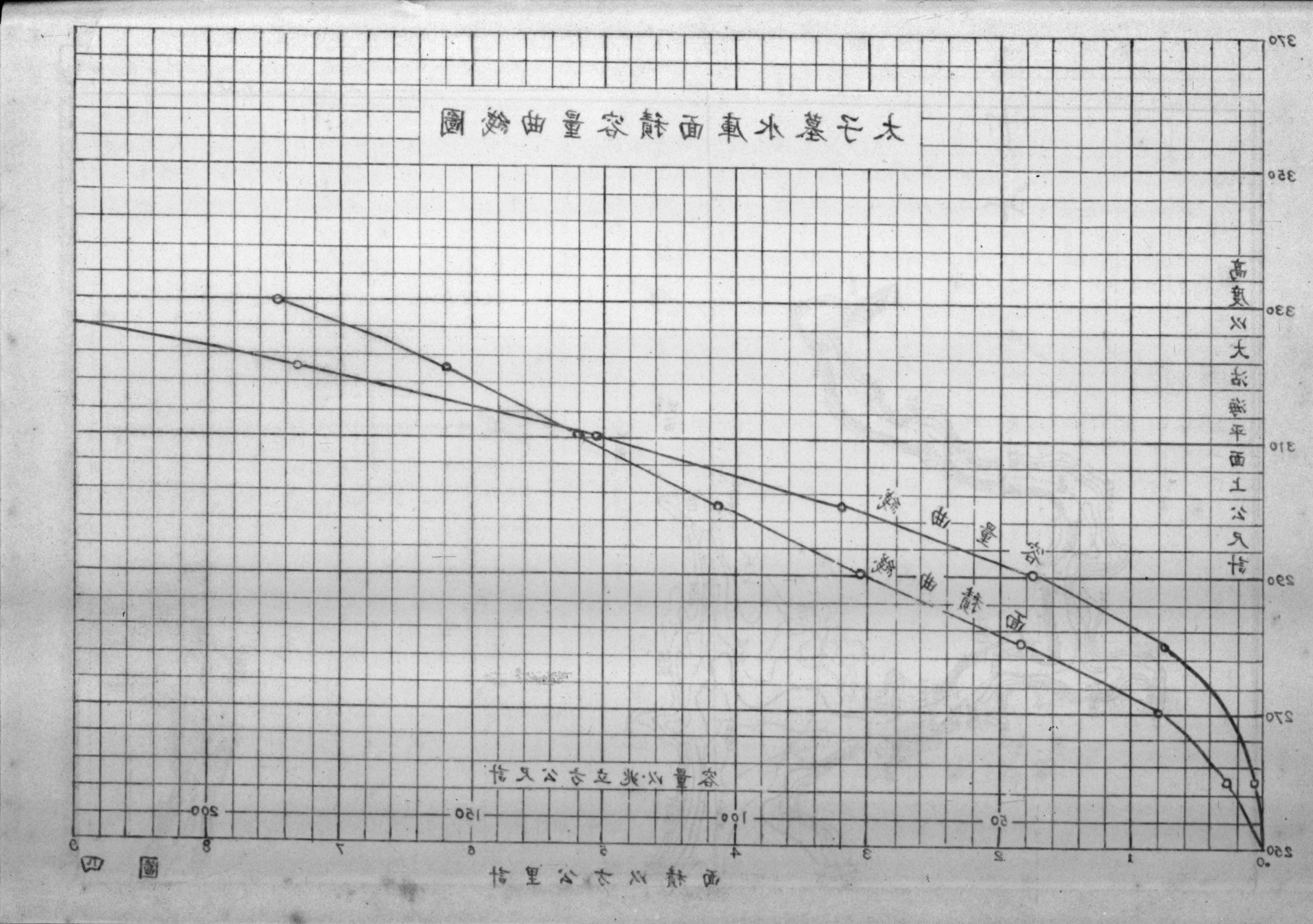
比例尺 二萬分之一

圖三

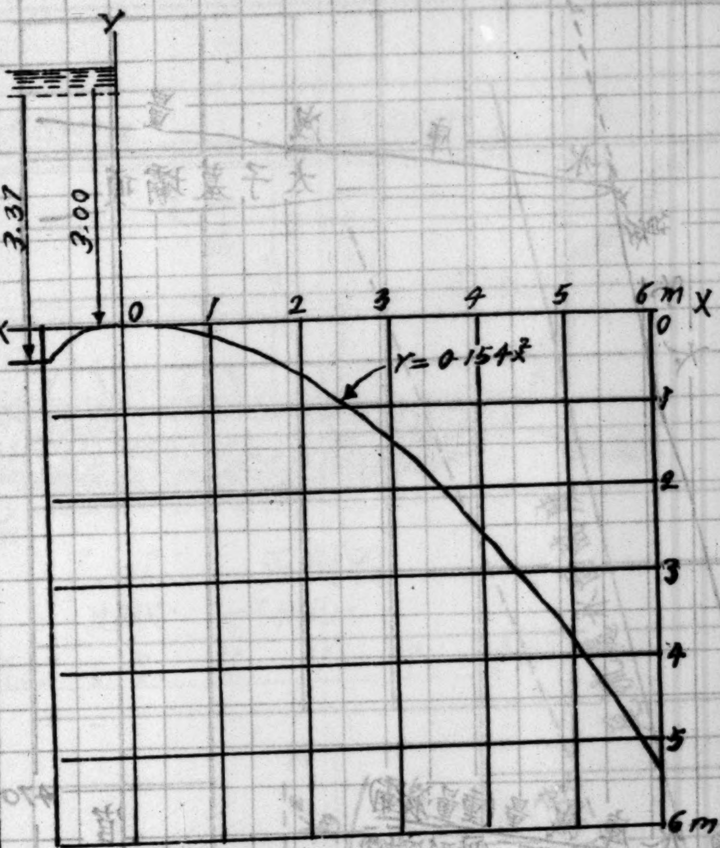


太 子

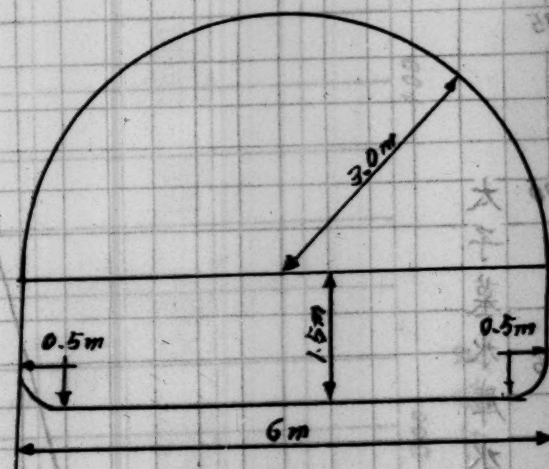

太子墓水庫面積容量曲線圖
高度以大沽海平面上公尺計
370
350
330
310
290
270
250
容量曲線
面積曲線
容量以兆立方公尺計
50
100
150
200
面積以方公里計
.0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
圖四


太子墓水庫面積容量曲綫圖
高度以大沽海平面上公尺計
容量以兆立方公尺計
面積以方公里計
容量曲綫
面積曲綫
370
350
330
310
290
270
250
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
50
100
150
200
圖四

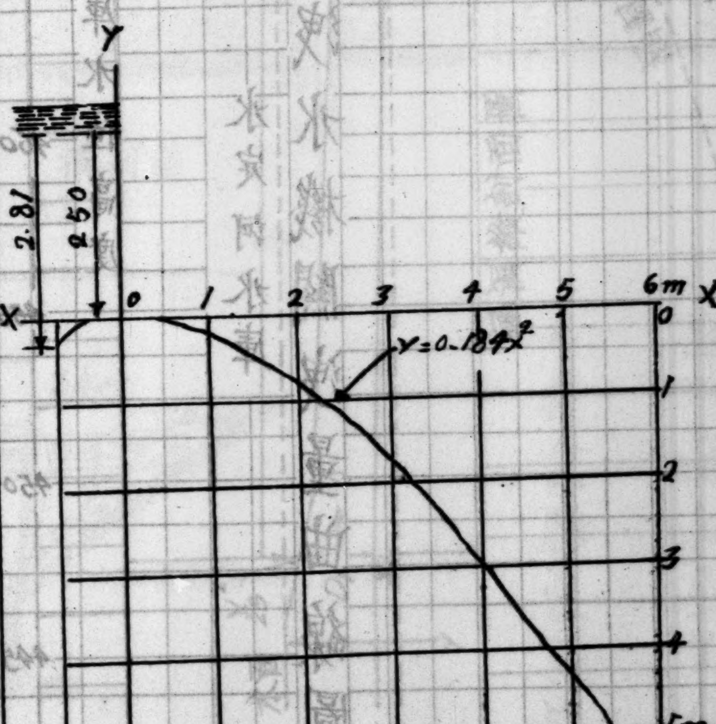
永定河水庫
洩水機關計畫圖



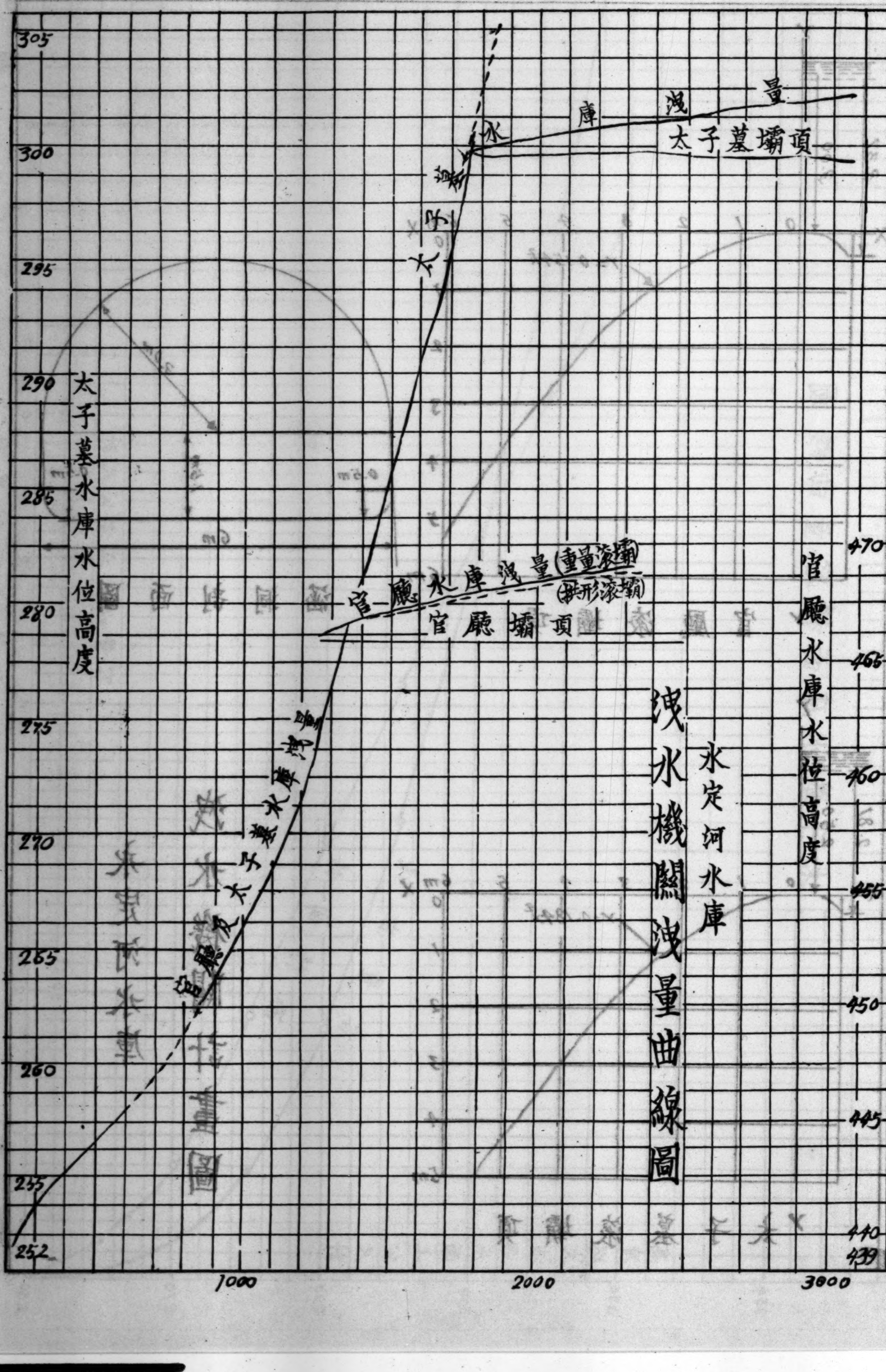
官廳滾壩頂



涵洞剖面圖



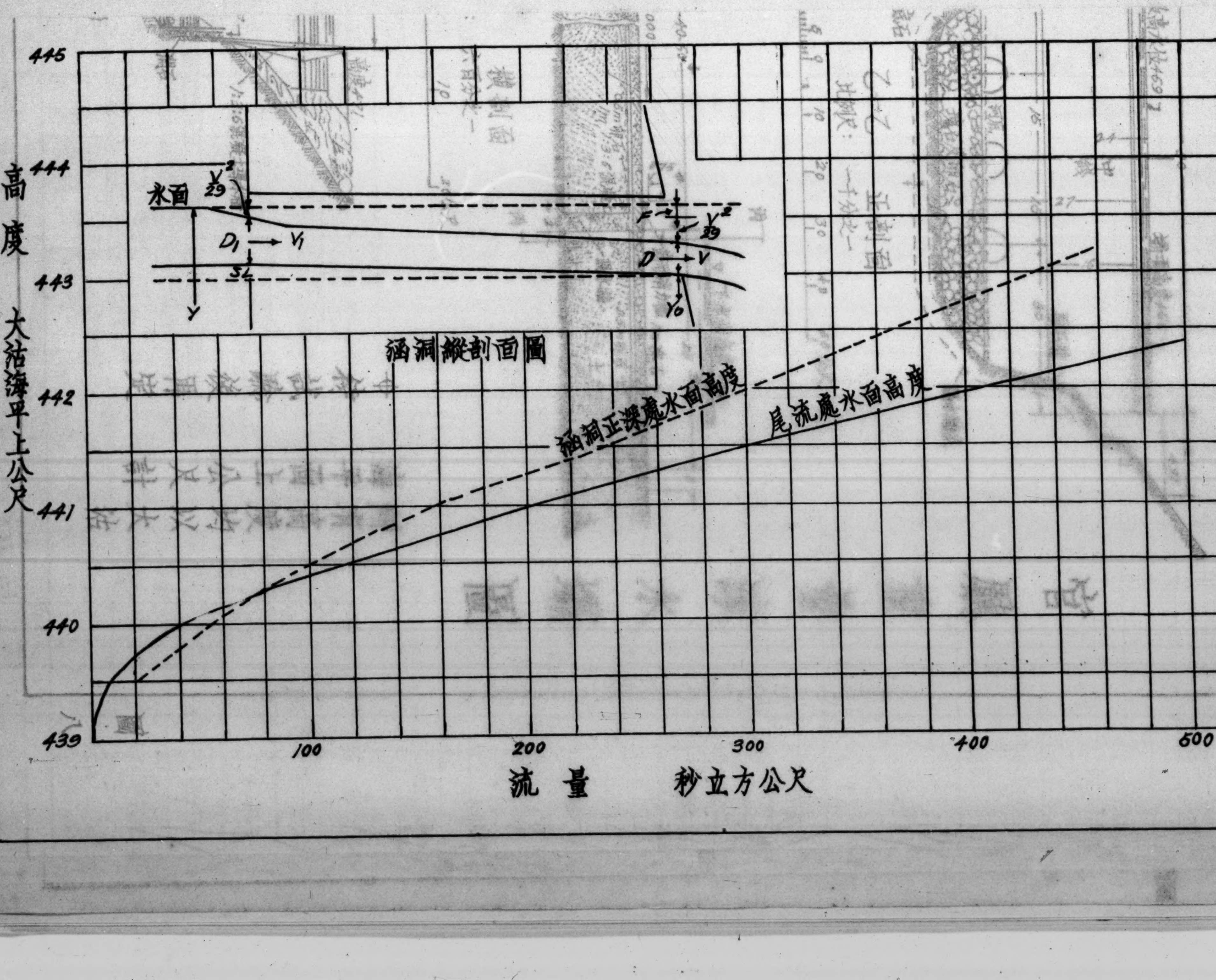
太子墓滾壩頂



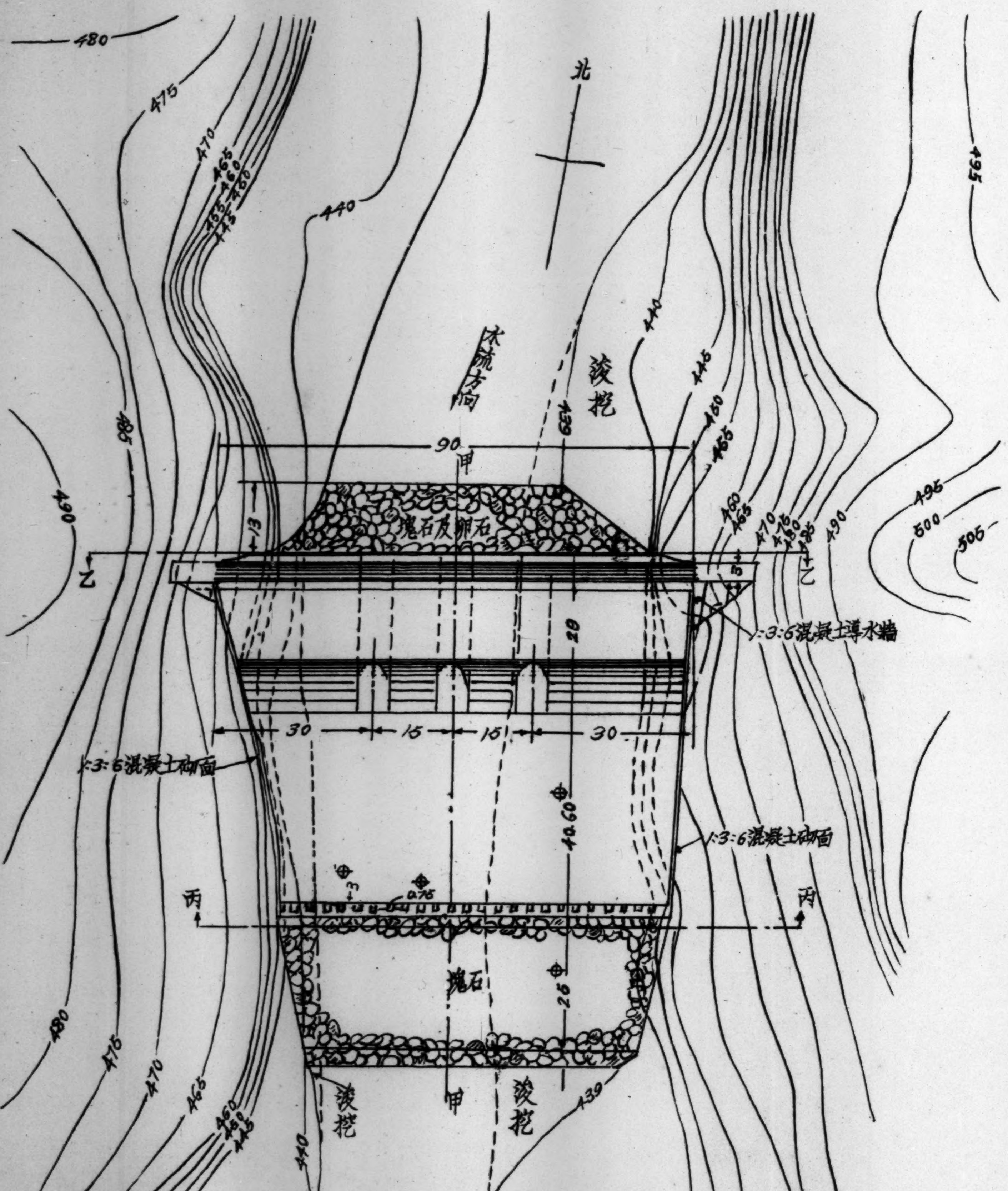
洩水機關洩量曲線圖
永定河水庫
太子墓水庫水位高度
官廳水庫水位高度
太子墓水庫洩量
太子墓壩頂
官廳水庫洩量(重量滾壩)
(拱形滾壩)
官廳壩頂
官廳及太子墓水庫洩量
305
300
295
290
285
280
275
270
265
260
255
252
470
465
460
455
450
445
440
439
1000
2000
3000

圖六

官廳涵洞縱斷面及低水正深處水位與尾流水位關係曲綫圖



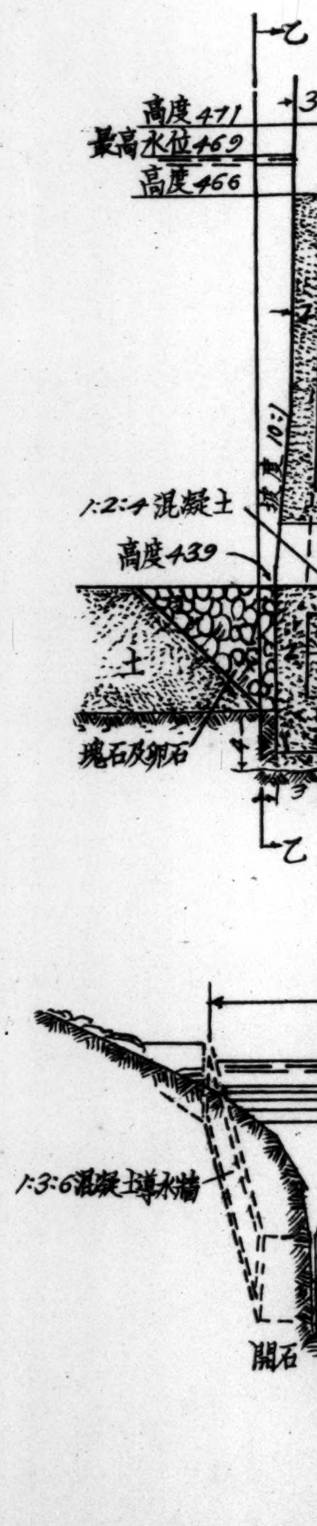
圖七



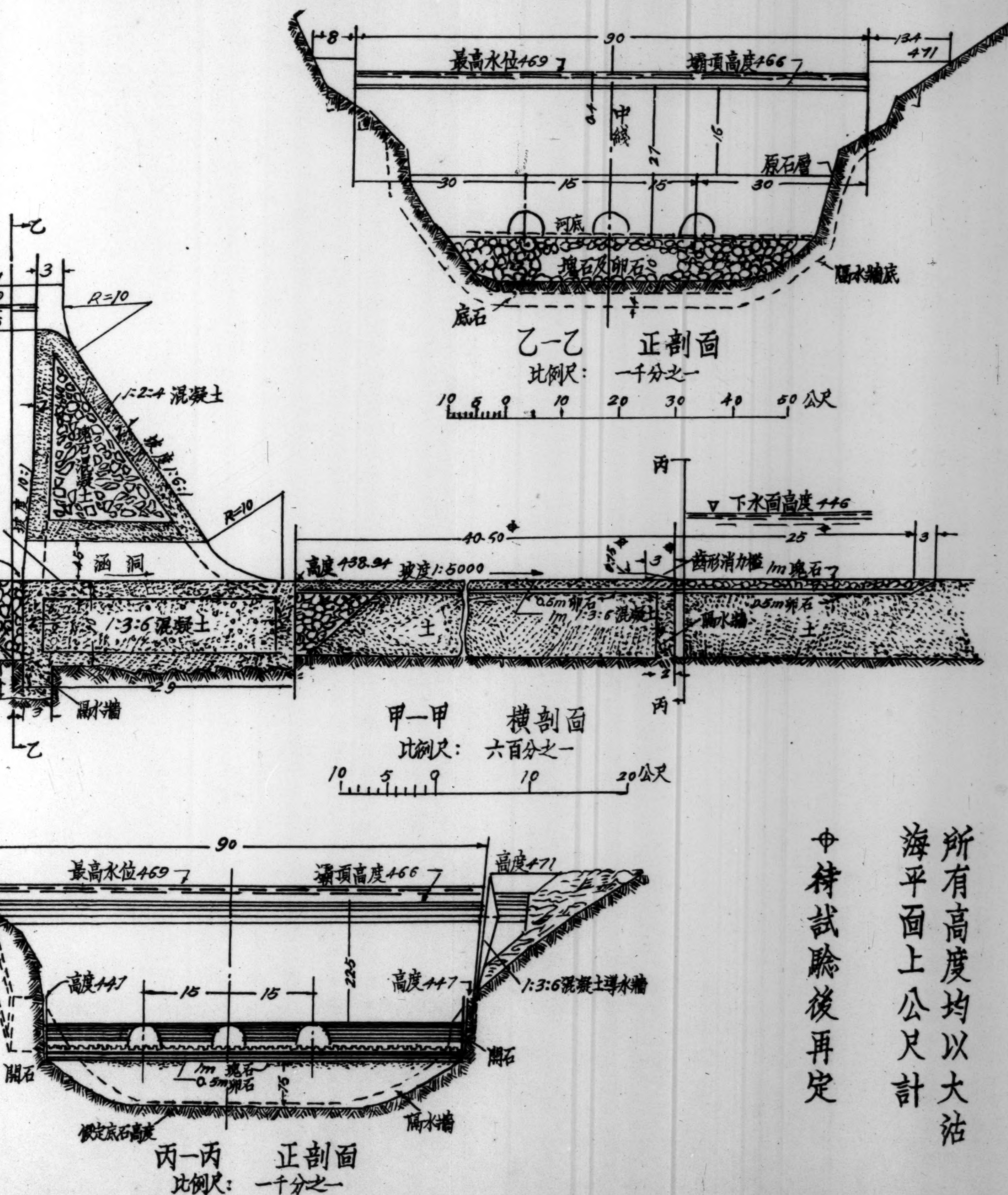
平面圖

比例尺：一千二百分之一

10 5 0 10 20 30 40 50公尺

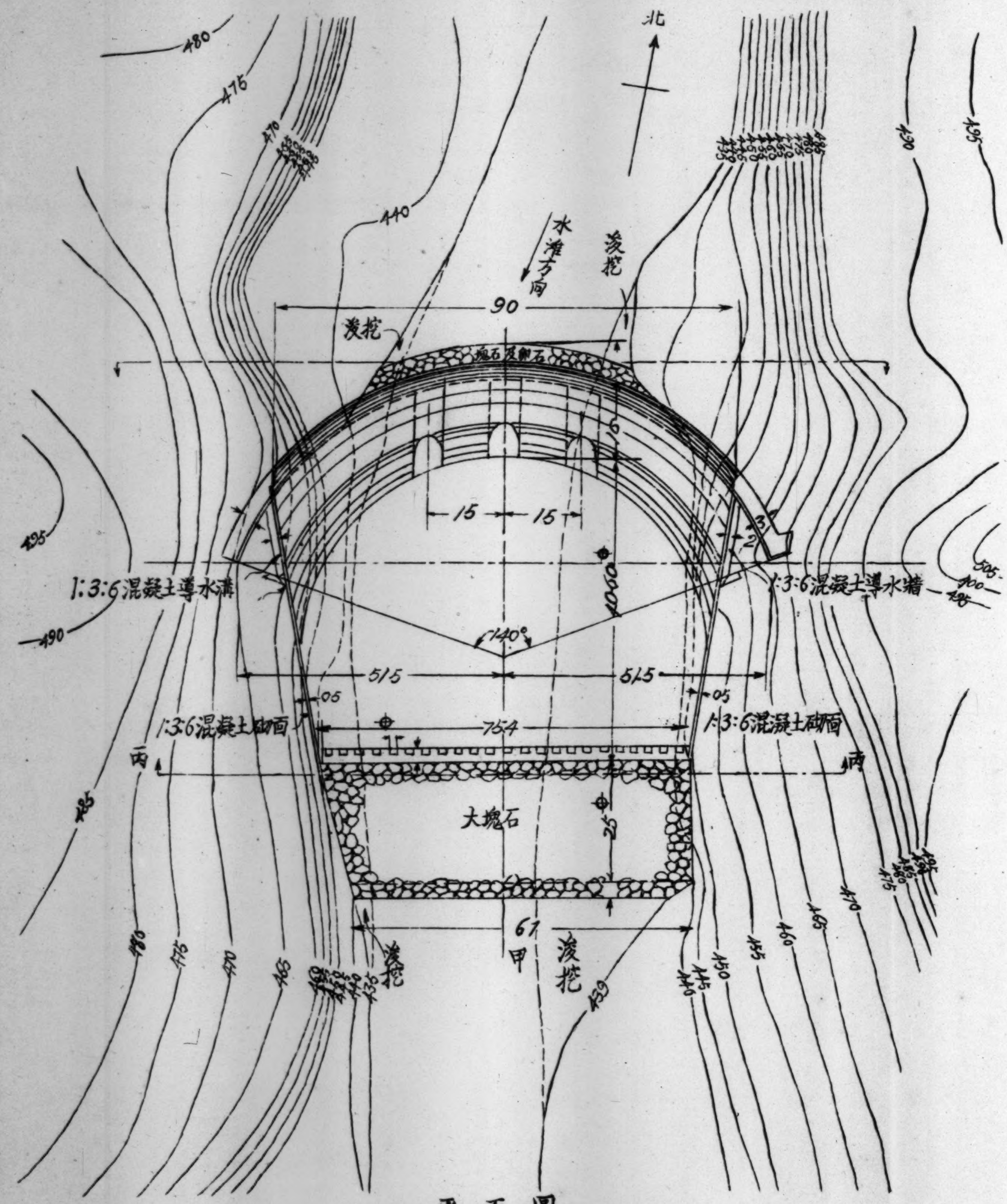


官廳重量滾水壩圖



所有高度均以大沽海平面上公尺計

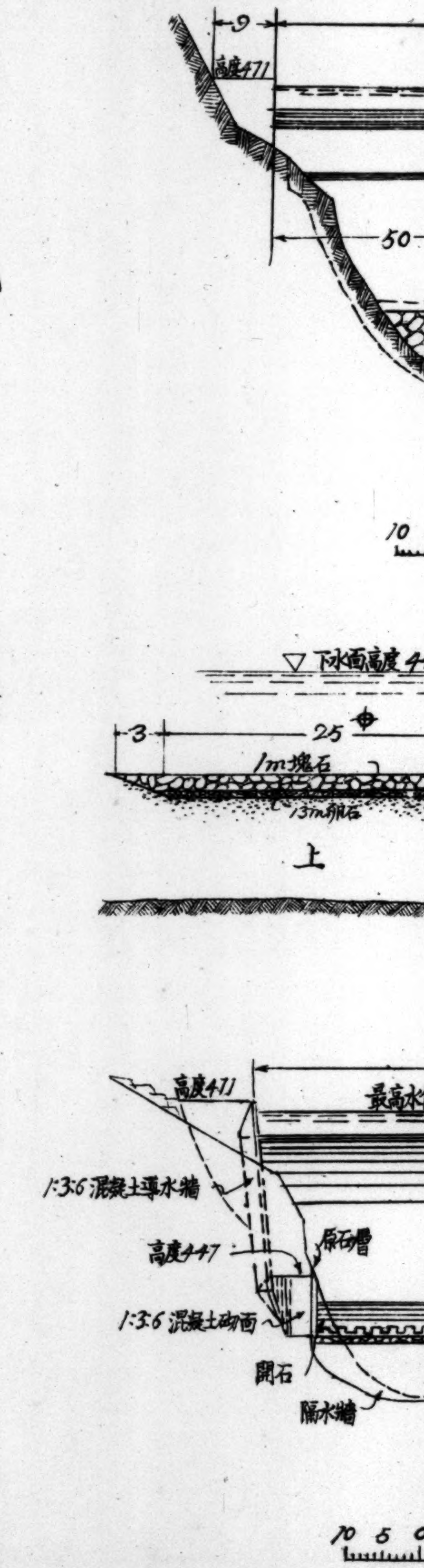
⊕待試驗後再定



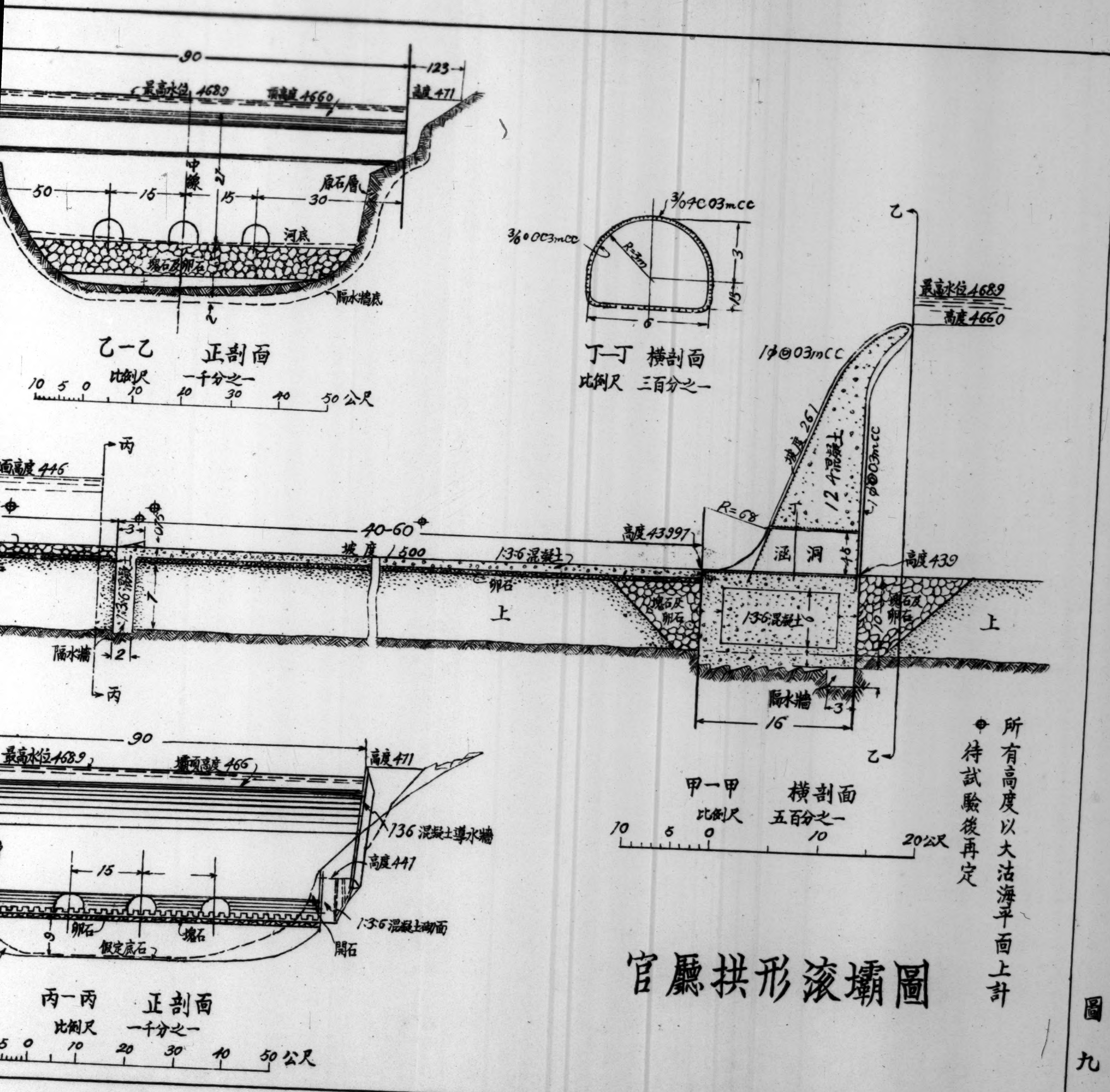
平面圖

比例尺 一千三百分之一

10 5 0 10 20 30 40 50公尺



0 5 10


乙一乙 正剖面
比例尺 一千分之一
最高水位 4689
高度 471
原石層
河底
塊石及卵石
隔水牆底
丁一丁 橫剖面
比例尺 三百分之一
最高水位 4689
高度 4660
R=68
高度 43997
坡度 1:500
1:3:6 混凝土
卵石
涵洞
高度 439
塊石及卵石
1:3:6 混凝土
隔水牆
甲一甲 橫剖面
比例尺 五百分之一
丙一丙 正剖面
比例尺 一千分之一
最高水位 4689
壩頂高度 466
高度 471
1:3:6 混凝土導水牆
高度 441
卵石
塊石
假定底石
1:3:6 混凝土護面
閘石
所有高度以大沽海平面上計
待試驗後再定

官廳拱形滾壩圖

圖九

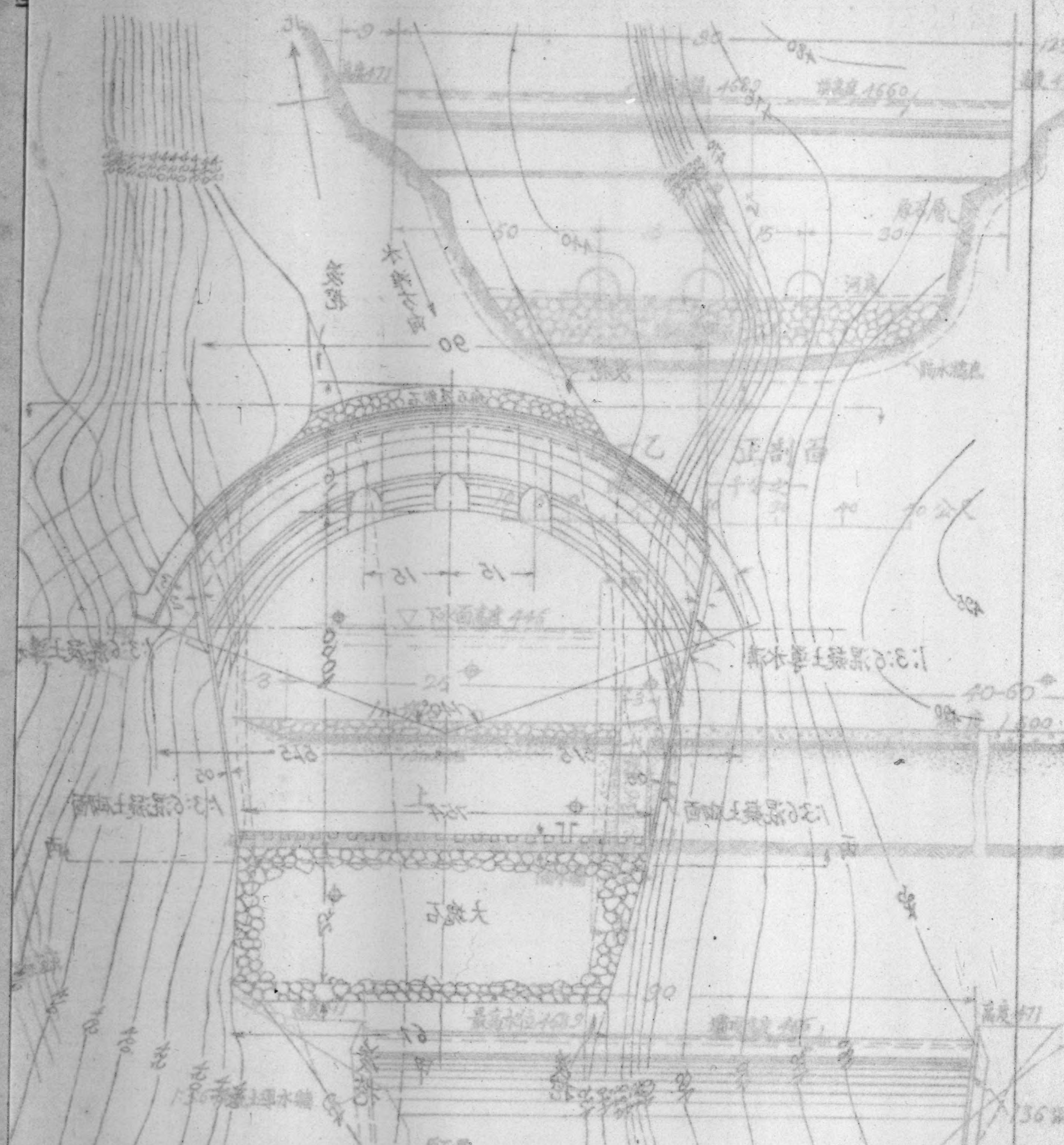
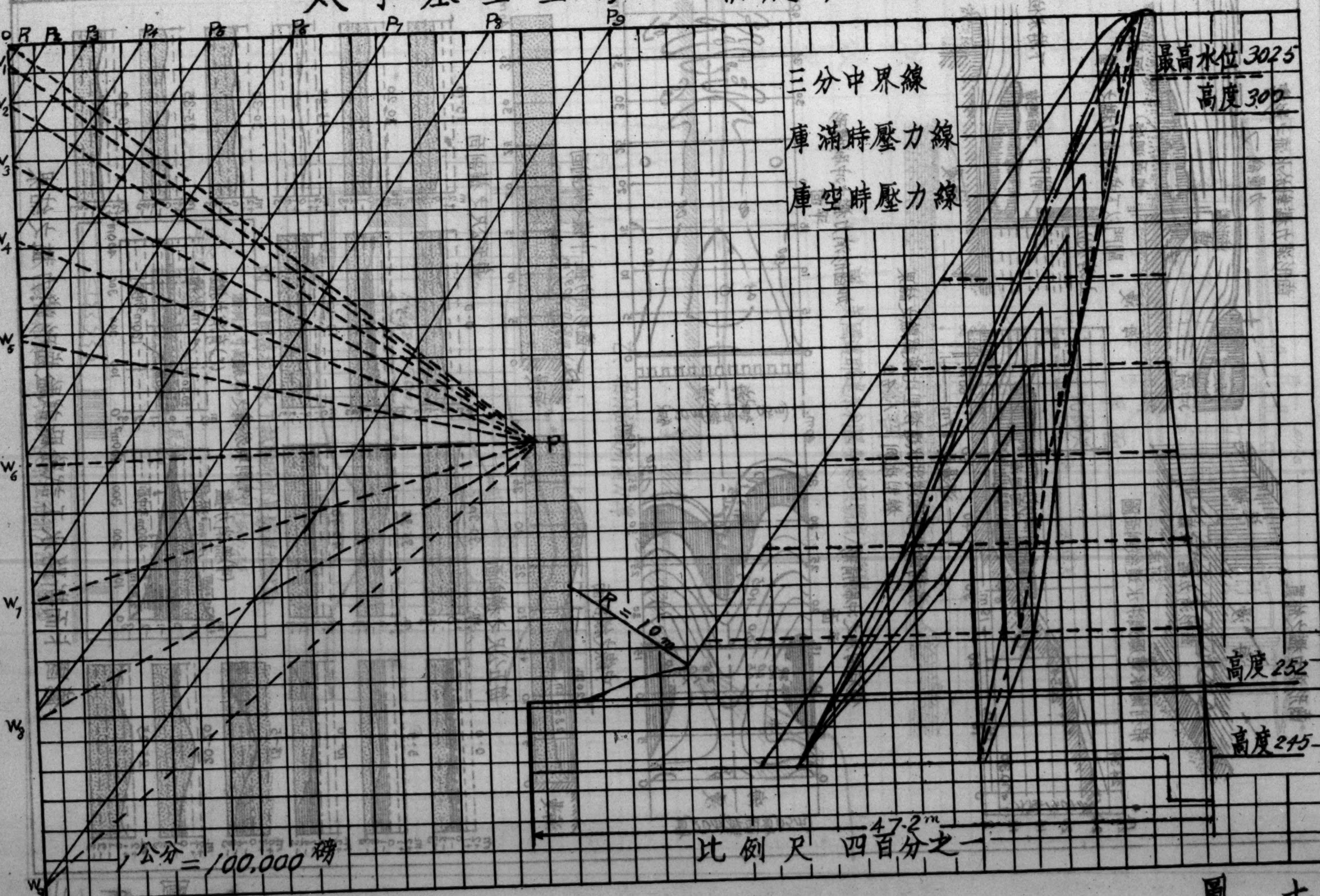
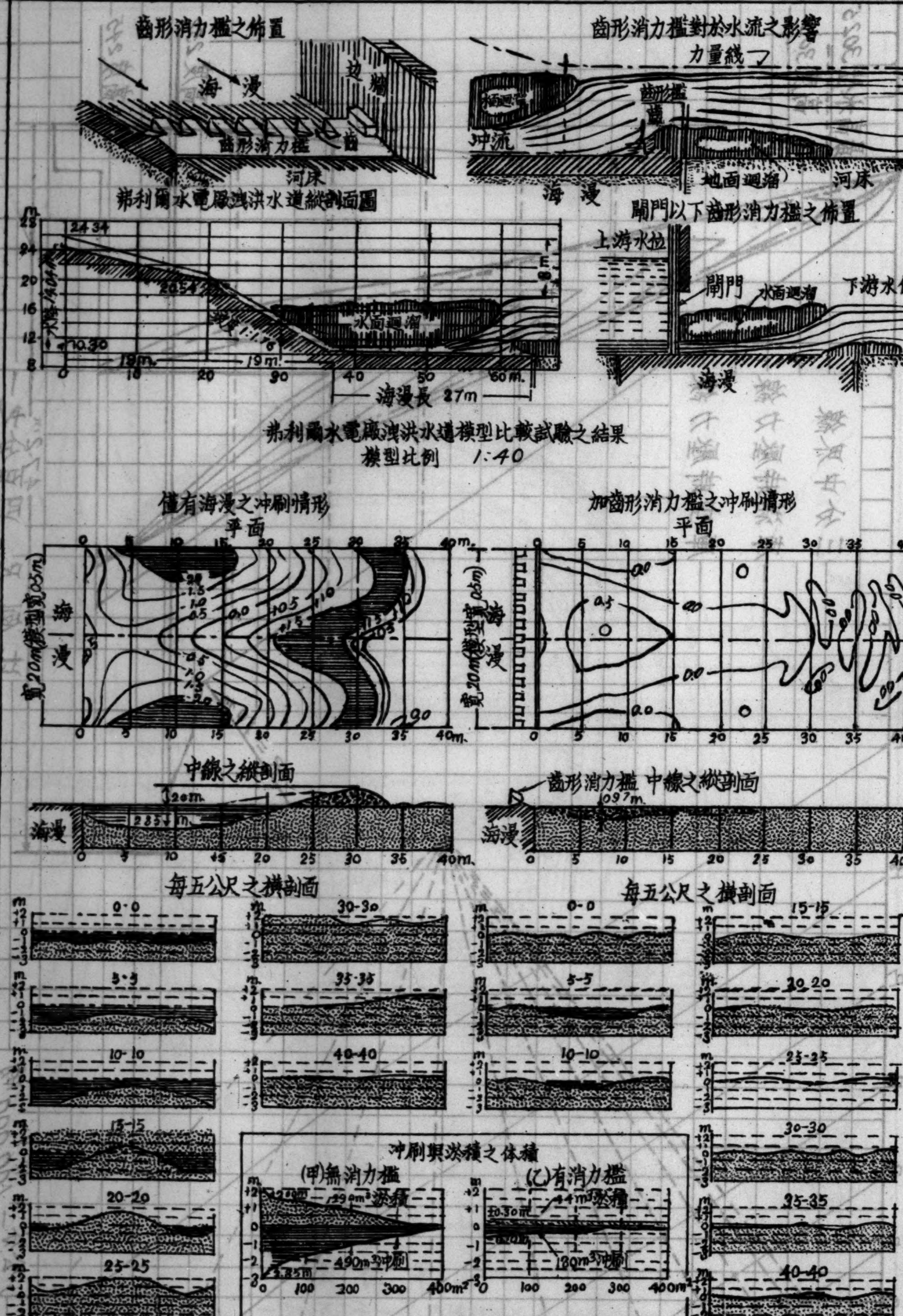


圖 六

太子墓重量滾水壩應力圖解

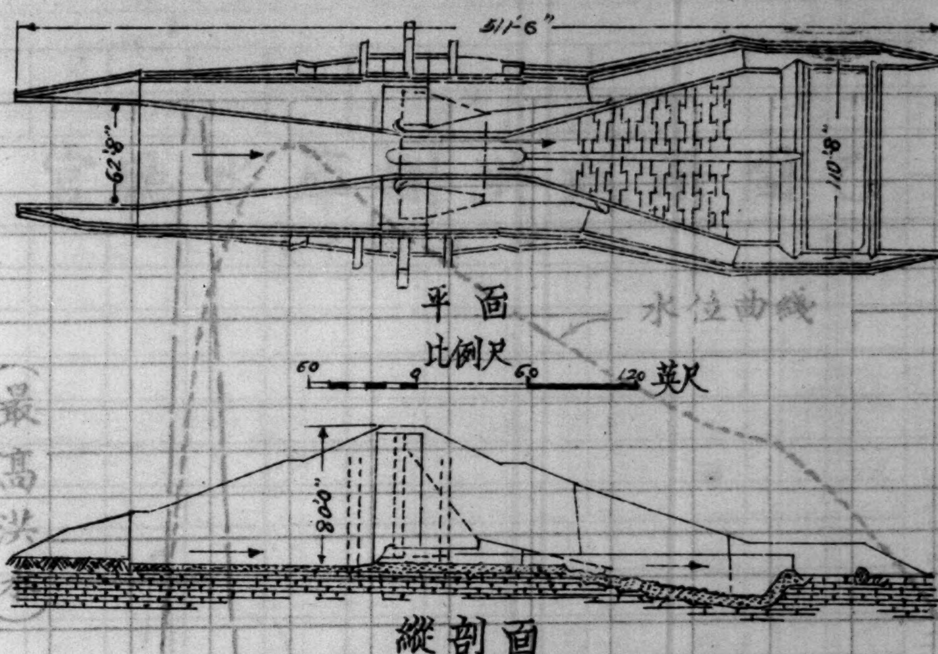


圖十

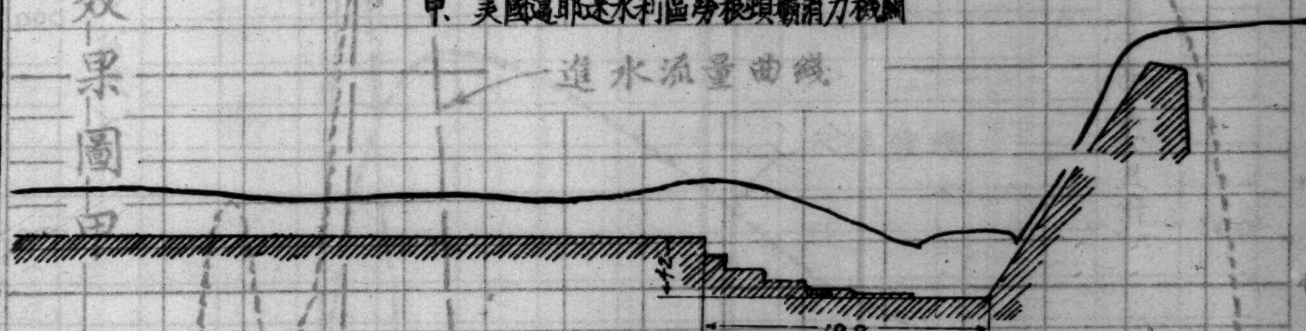


圖十二

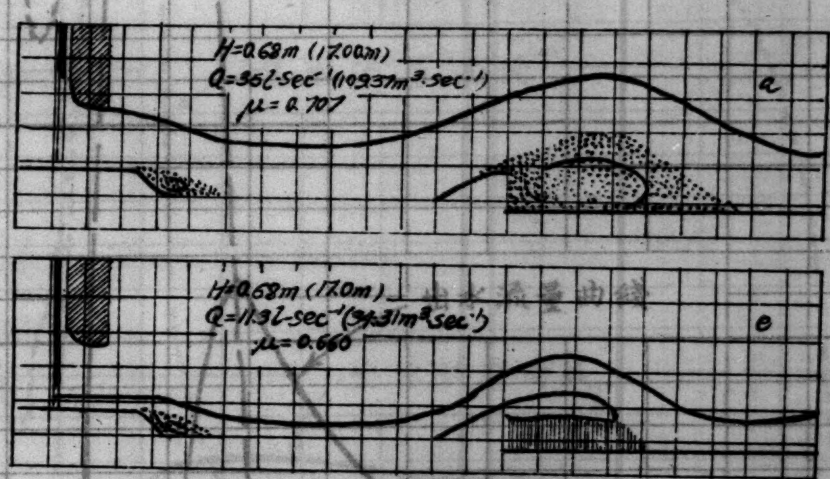
德國卡而斯路水工試驗廠試驗齒形消力檻之結果



甲、美國邁耶迷水利區勞根頓壩消力機關

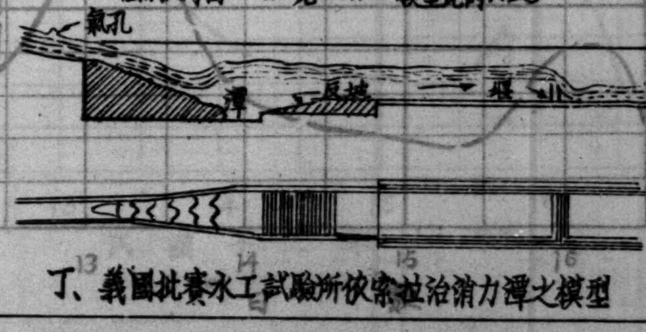


乙、柏林試驗所消力潭



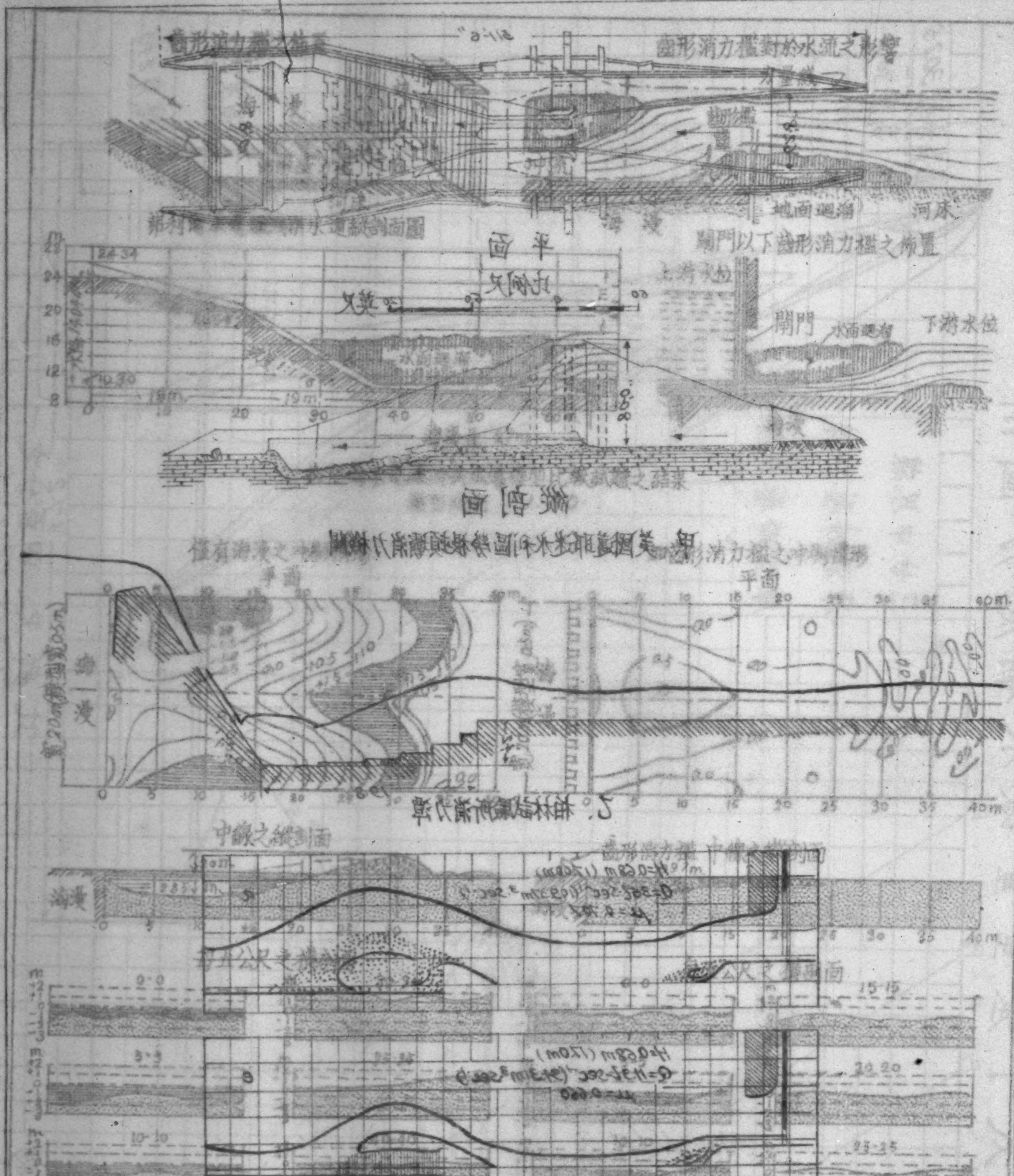
丙、德國葛拉治水工試驗所郎曼壩模型試驗

涵洞尺寸高3.5m 寬5.1m　模型比例1:25

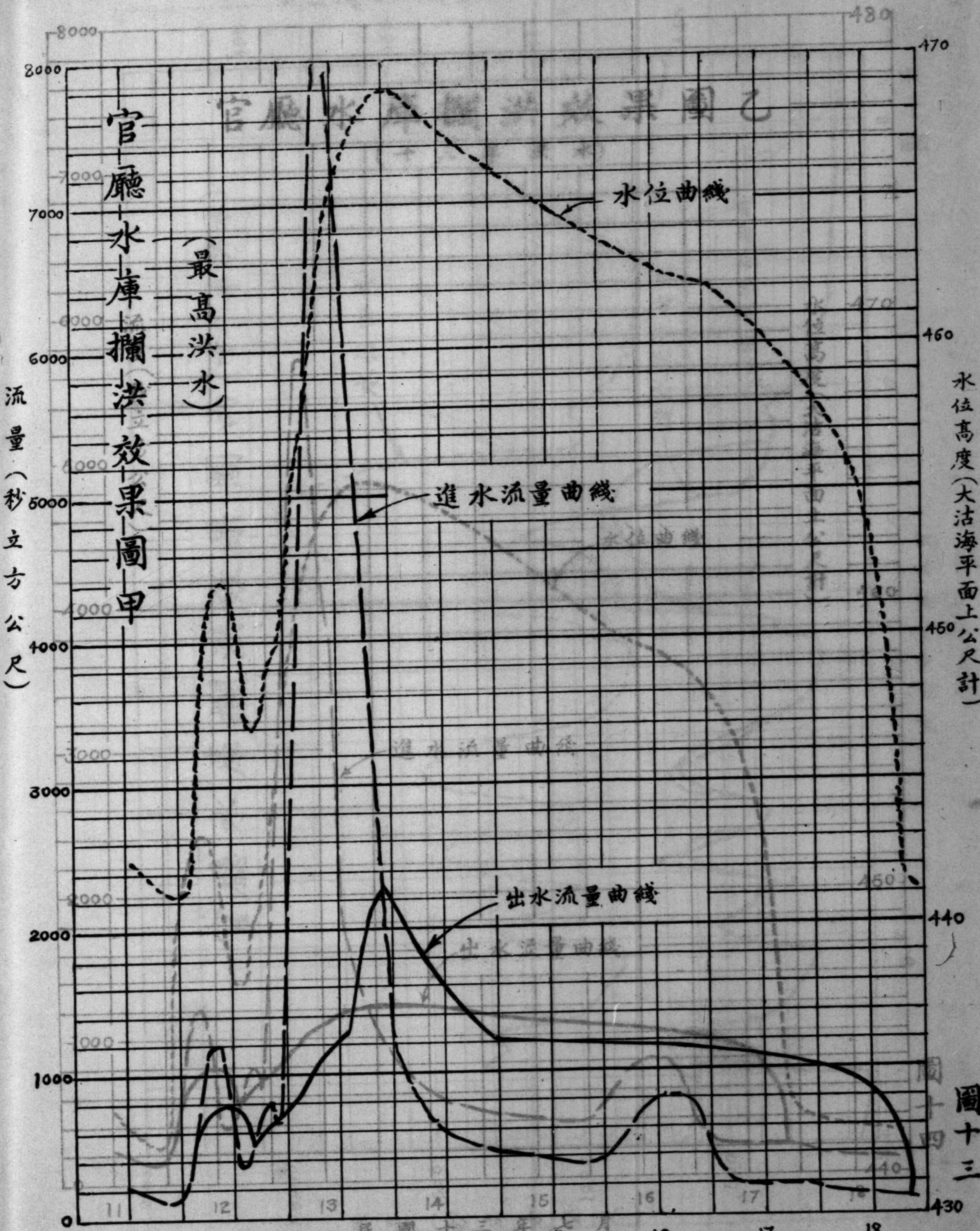


丁、義國批賽水工試驗所伙案拉治消力潭之模型

圖十一

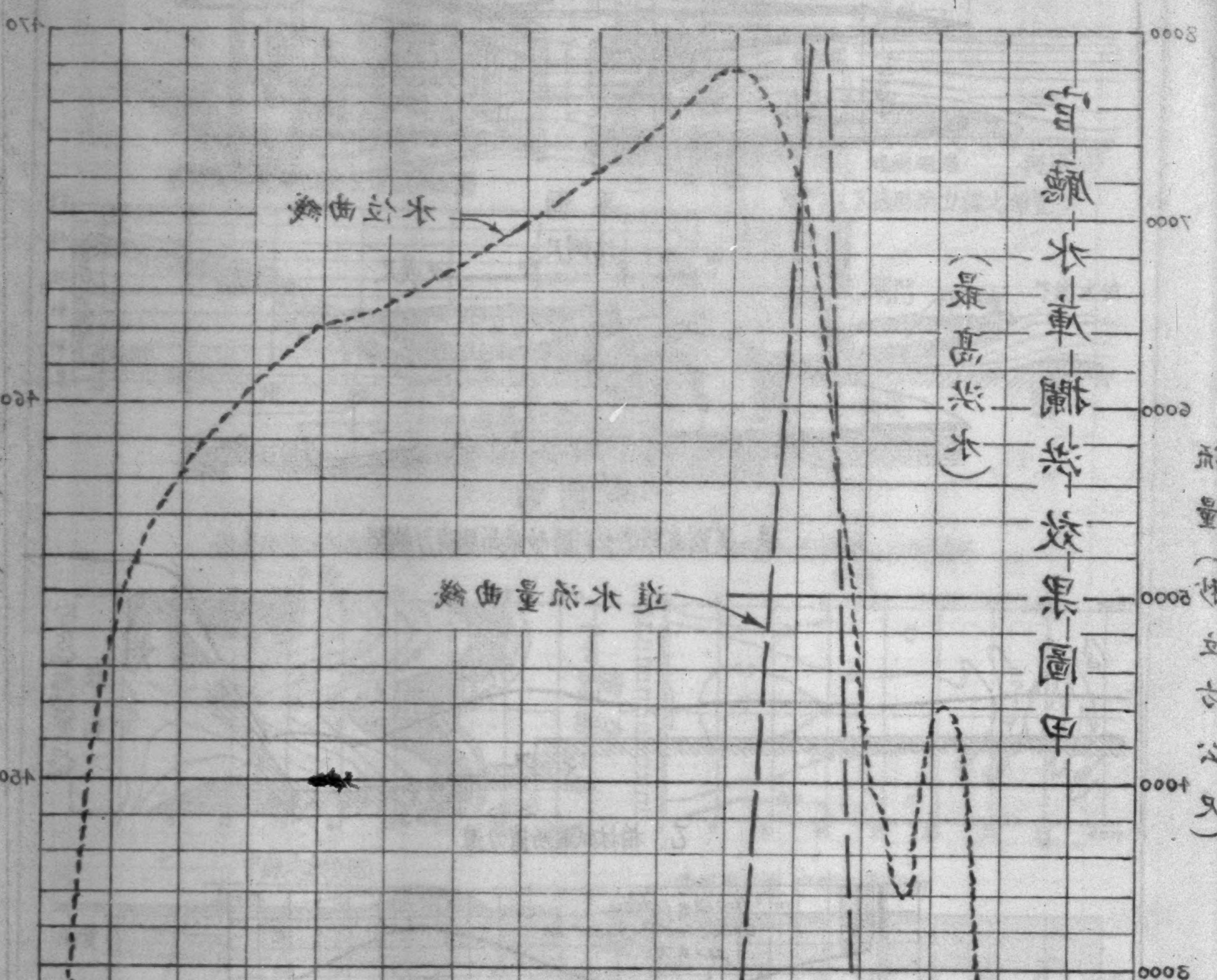


圖十二

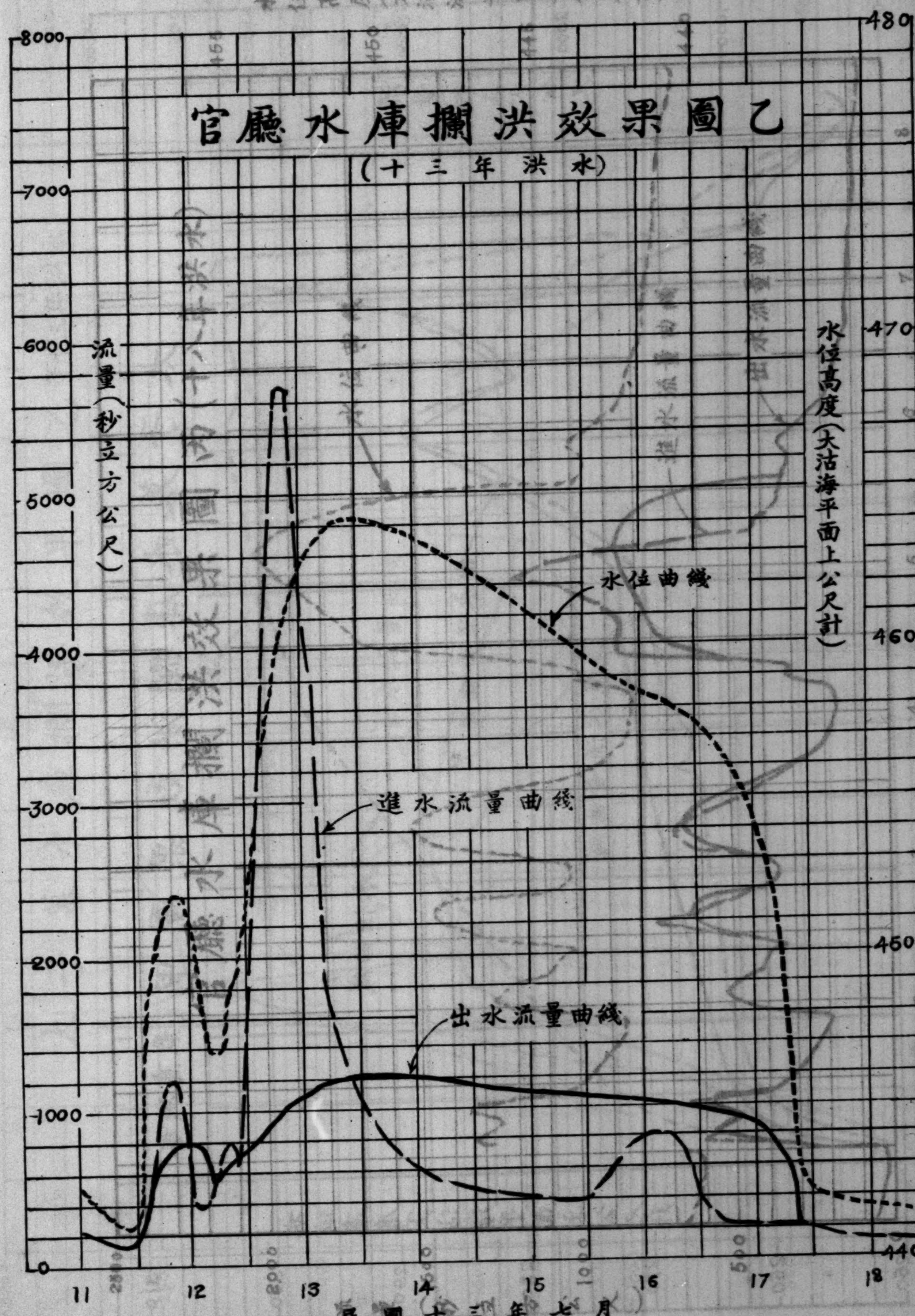


官廳水庫攔洪效果圖甲
(最高洪水)
水位曲綫
進水流量曲綫
出水流量曲綫
流量(秒立方公尺)
水位高度(大沽海平面上公尺計)
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
470
460
450
440
430
11
12
13
14
15
16
17
18
日數

圖十三

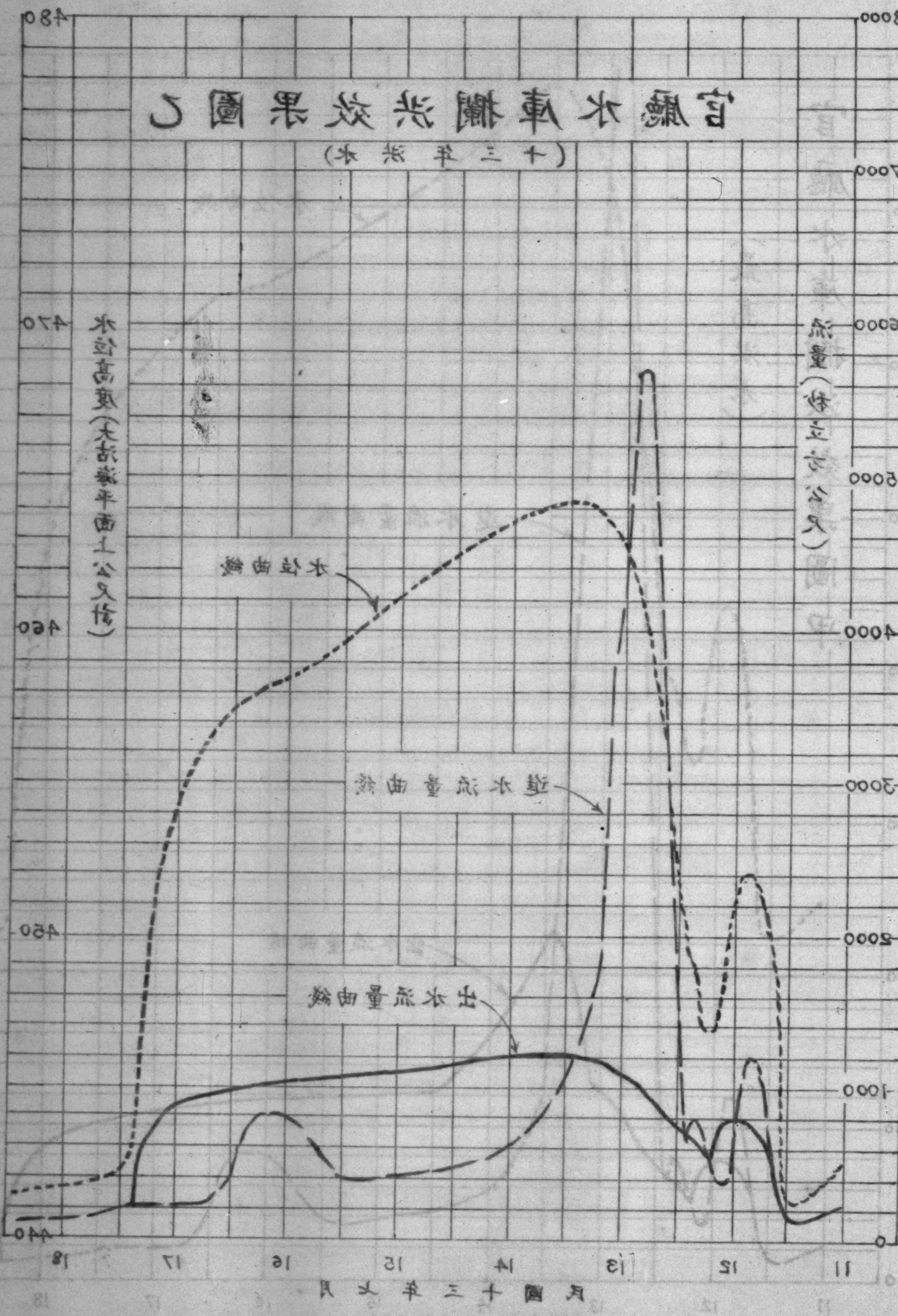

官廳水庫攔洪效果圖甲
(最高洪水)
水位曲線
進水流量曲線
出水流量曲線
水位高度(大沽海平面上公尺計)
流量(秒立方公尺)
日數

圖十三

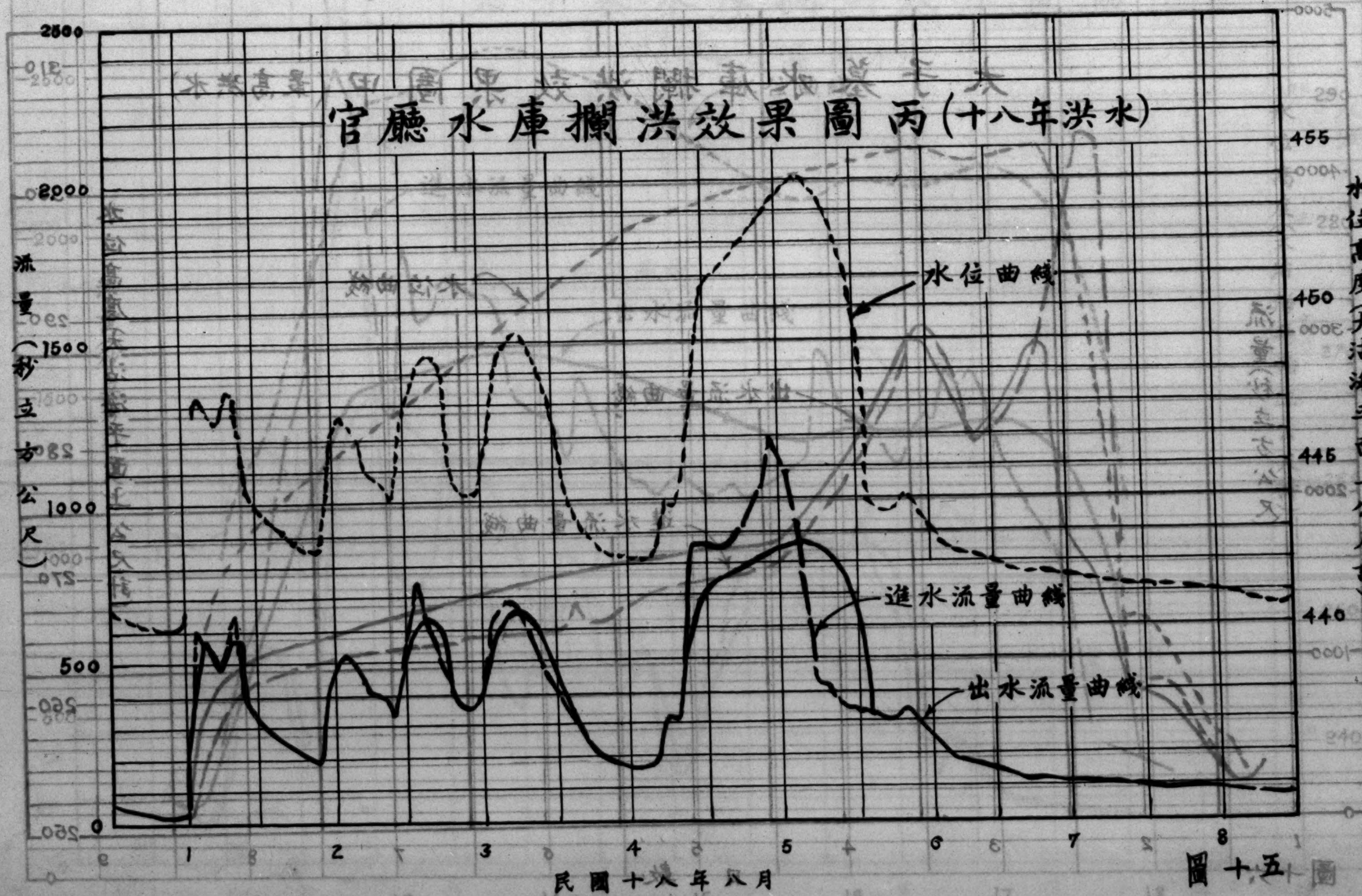


官廳水庫攔洪效果圖乙
(十三年洪水)
流量(秒立方公尺)
水位高度(大沽海平面上公尺計)
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
480
470
460
450
440
水位曲線
進水流量曲線
出水流量曲線
11
12
13
14
15
16
17
18
民國十三年七月

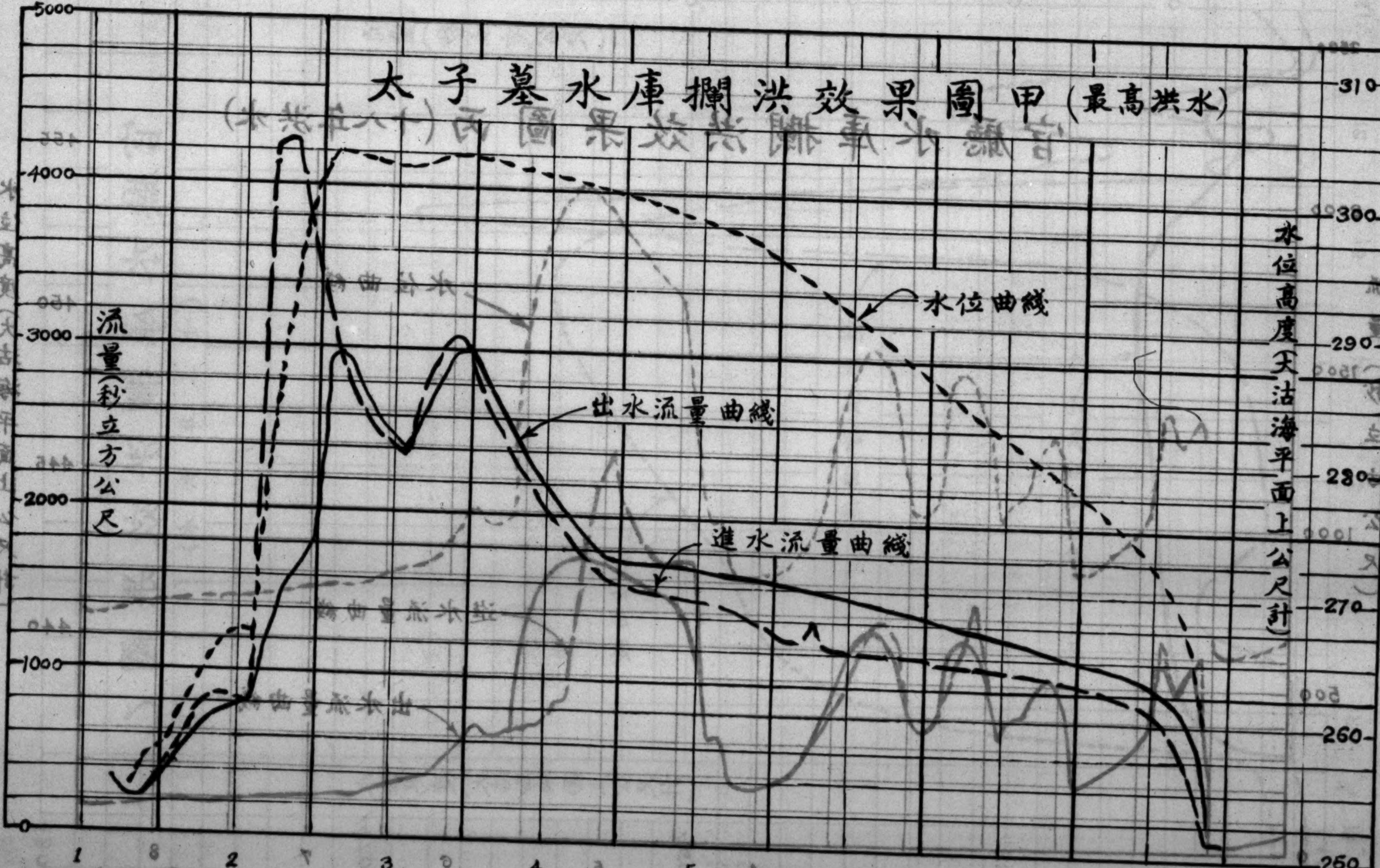
圖十四


官廳水庫攔洪效果圖乙
(十三年洪水)
水位高度(大沽海平面上公尺計)
流量(秒立方公尺)
水位曲線
進水流量曲線
出水流量曲線
480
470
460
450
440
8000
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
0
18
17
16
15
14
13
12
11
民國十三年七月

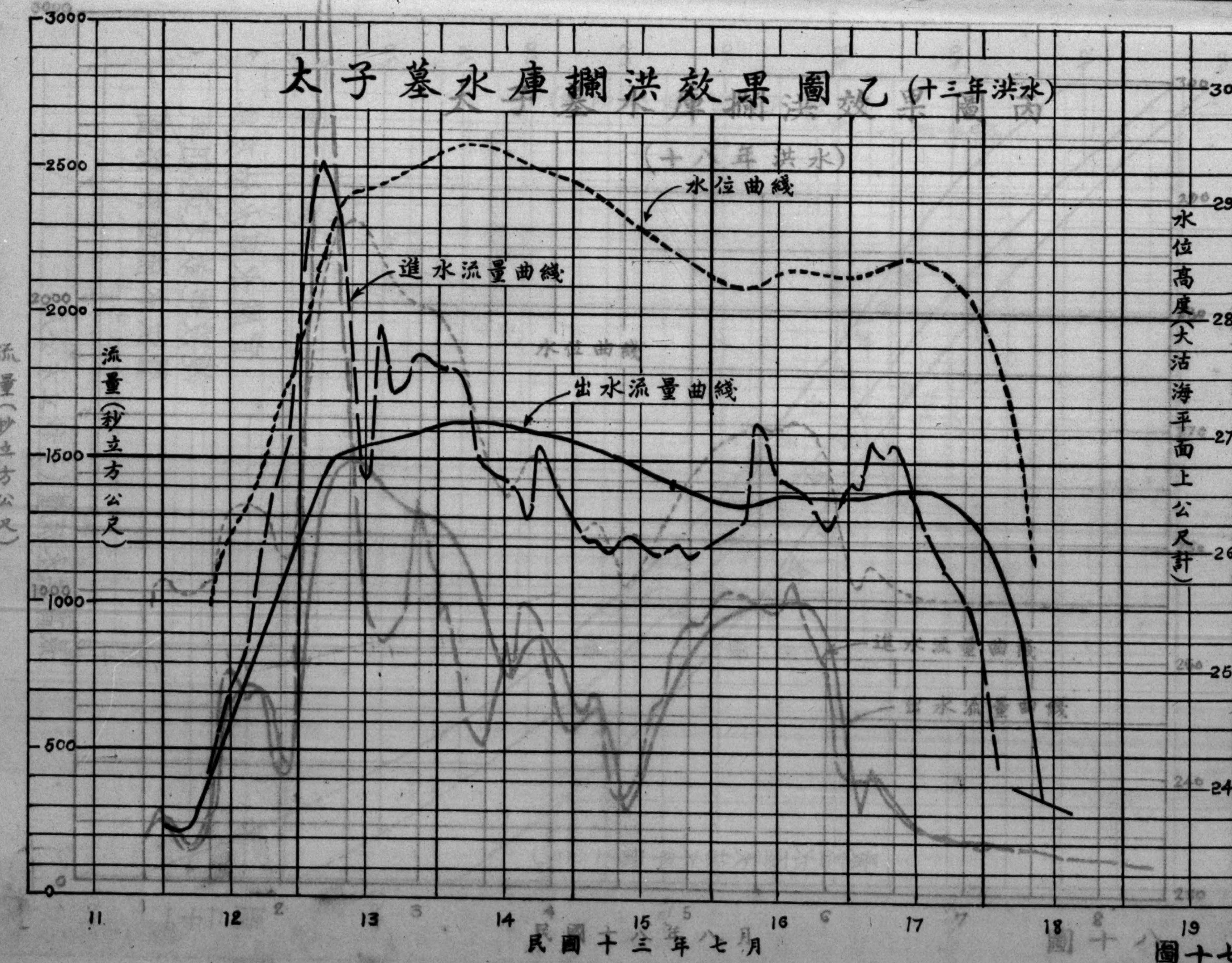
圖十四


官廳水庫攔洪效果圖丙(十八年洪水)
水位曲線
進水流量曲線
出水流量曲線
流量(秒立方公尺)
水位高度(大沽海平面上公尺計)
2500
2000
1500
1000
500
0
455
450
445
440
1
2
3
4
5
6
7
8
民國十八年八月

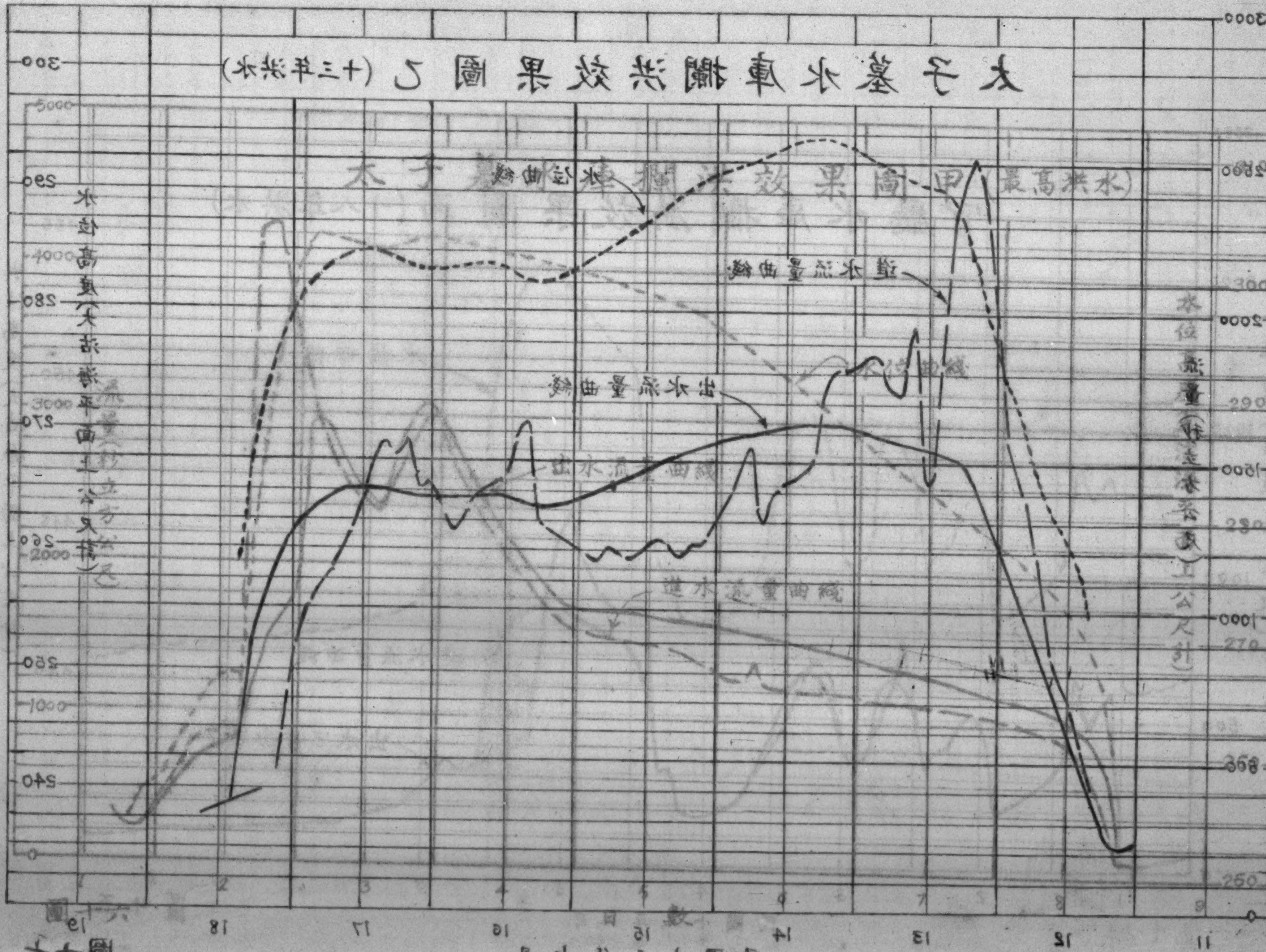
圖十五


太子墓水庫攔洪效果圖甲(最高洪水)
流量(秒立方公尺)
5000
4000
3000
2000
1000
0
水位高度(天沽海平面上公尺計)
310
300
290
280
270
260
250
水位曲線
出水流量曲線
進水流量曲線
1
2
3
4
5
6
7
8
9
日數

圖十六

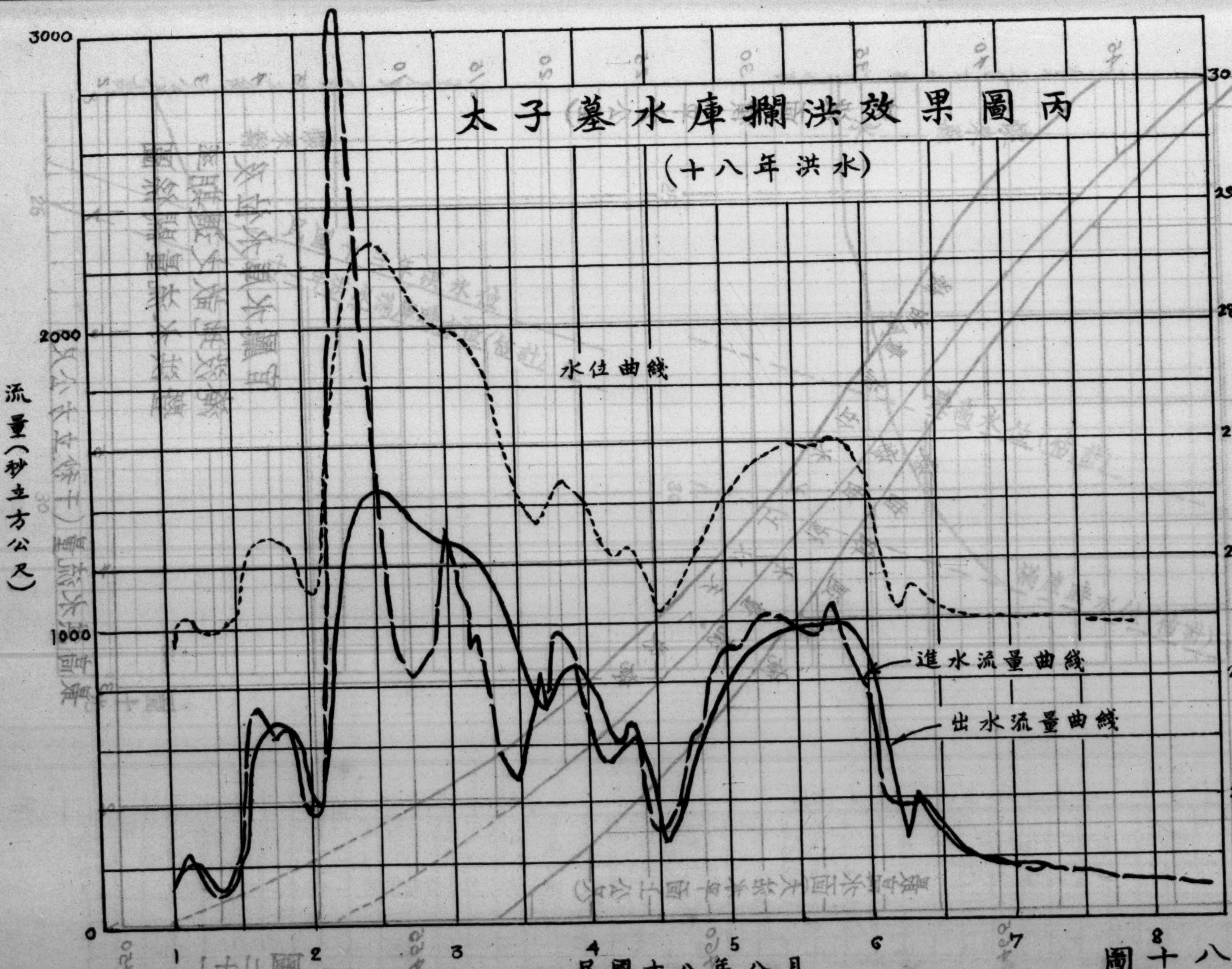

太子墓水庫攔洪效果圖乙（十三年洪水）
水位曲綫
進水流量曲綫
出水流量曲綫
流量（秒立方公尺）
水位高度（大沽海平面上公尺計）
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
300
290
280
270
260
250
240
11
12
13
14
15
16
17
18
19
民國十三年七月

圖十七



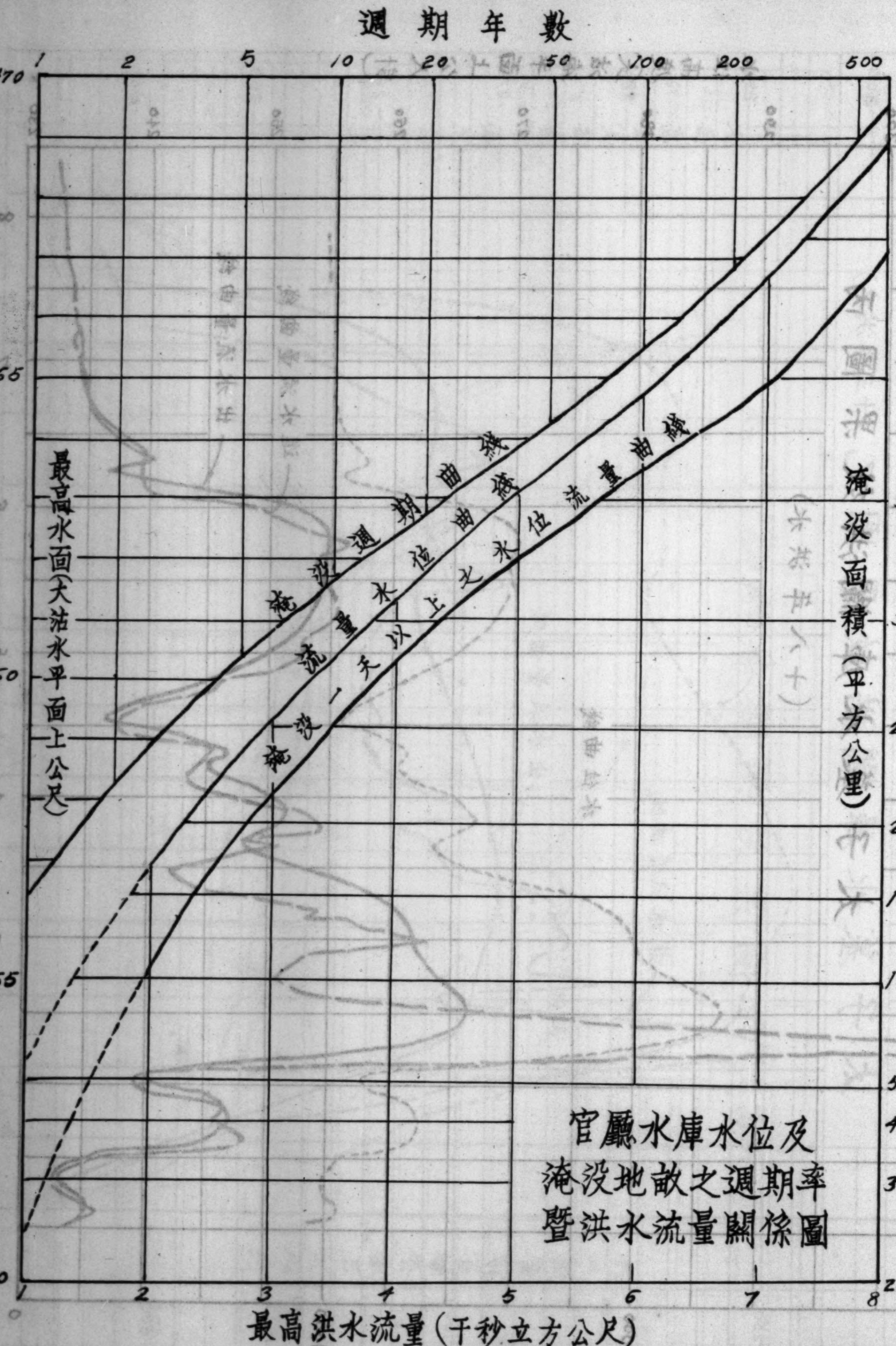
太子塞水庫攔洪效果圖乙(十三年洪水)
水位曲線
進水流量曲線
出水流量曲線
水位高度(大沽海平面上公尺計)
水流量(每秒立方公尺)
300
290
280
270
260
250
240
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
19
18
17
16
15
14
13
12
11
民國十三年七月

圖十七



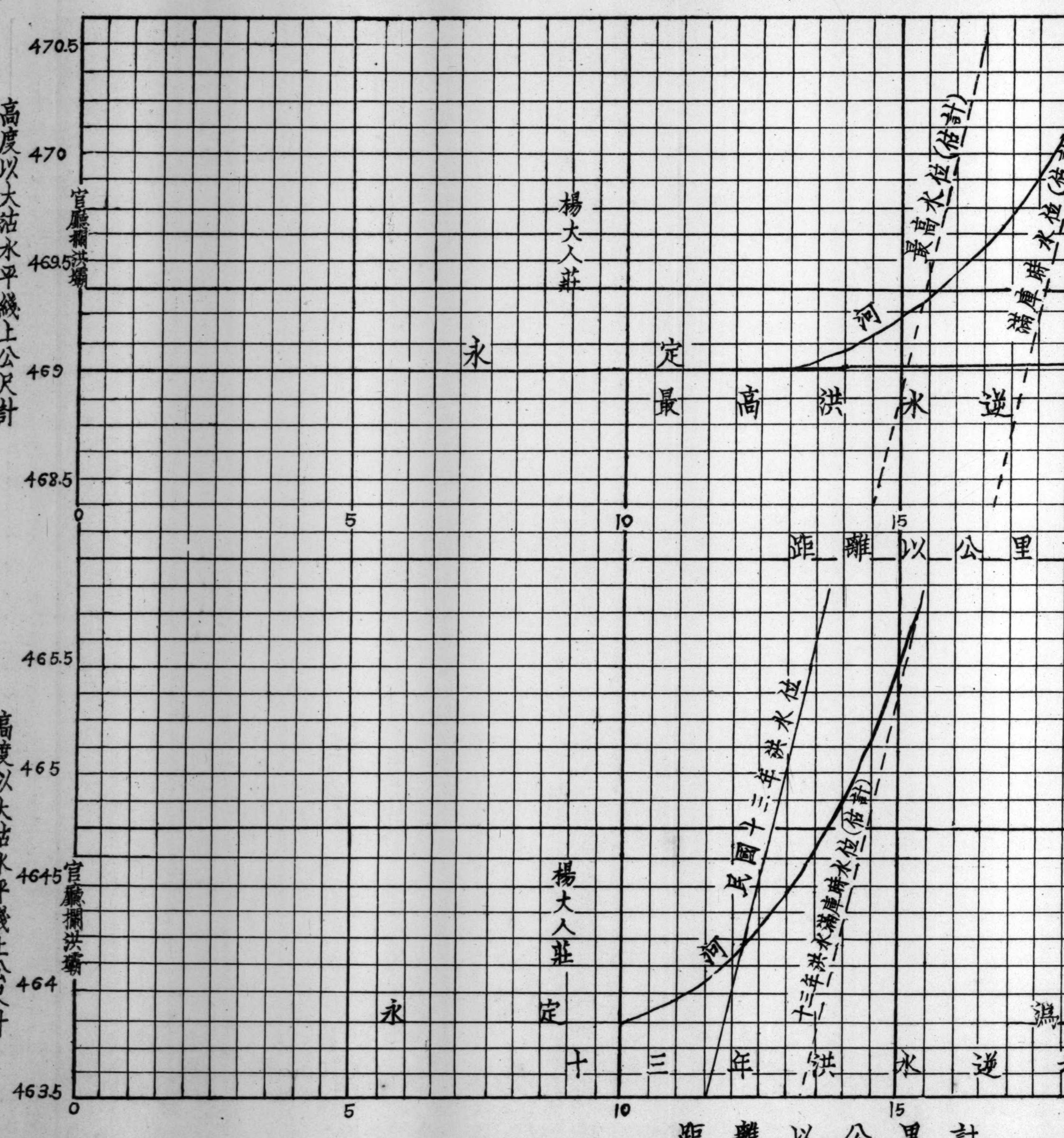
太子墓水庫攔洪效果圖丙
(十八年洪水)
流量(秒立方公尺)
水位高度(大沽海平面上公尺計)
3000
2000
1000
0
300
290
280
270
260
250
240
230
水位曲線
進水流量曲線
出水流量曲線
1
2
3
4
5
6
7
8
民國十八年八月

圖十八

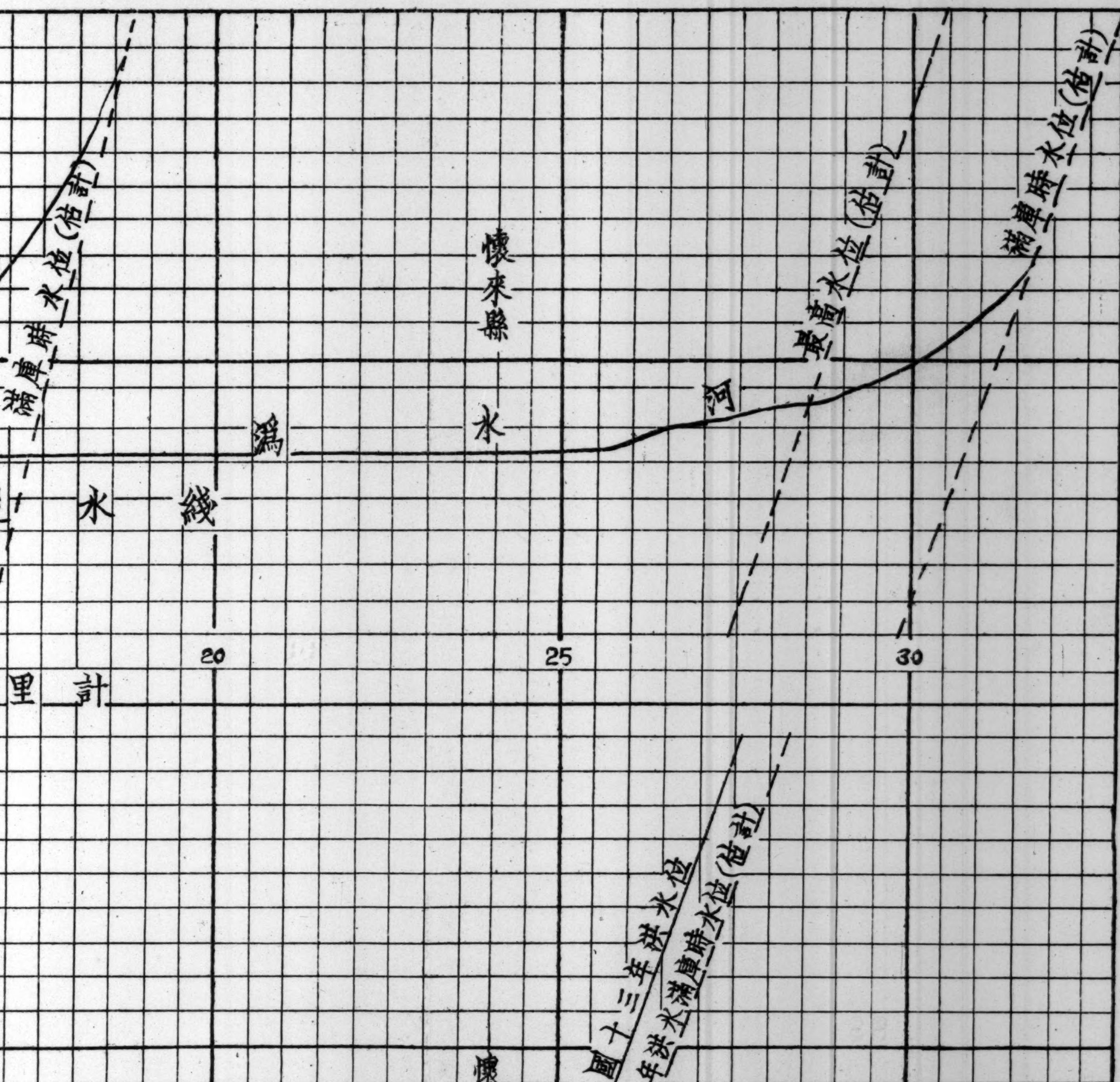

週期年數
1
2
5
10
20
50
100
200
500
470
465
460
455
450
最高水面(大沽水平面上公尺)
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
4
3
2
淹沒面積(平方公里)
淹沒週期曲線
流量水位曲線
淹沒一天以上之水位流量曲線
官廳水庫水位及
淹沒地畝之週期率
暨洪水流量關係圖
1
2
3
4
5
6
7
8
最高洪水流量(千秒立方公尺)

圖二十一

官廳水庫逆水綫推

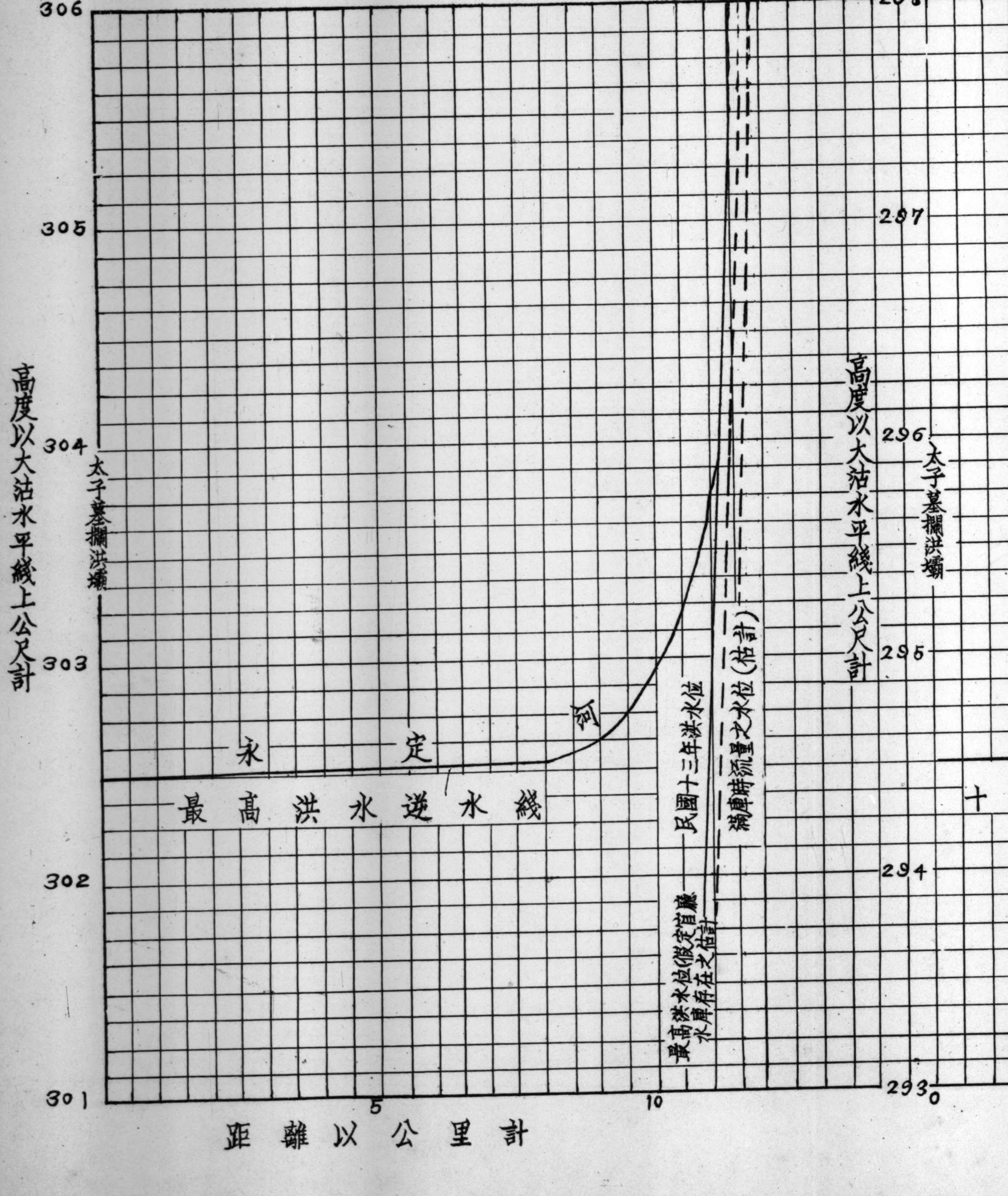

高度以大沽水平綫上公尺計
470.5
470
469.5
469
468.5
官廳攔洪壩
楊大人莊
永
定
河
最高洪水逆
最高水位(估計)
滿庫時水位(估
0
5
10
15
距離以公里
465.5
465
464.5
464
463.5
民國十三年洪水位
十三年洪水滿庫時水位(估計)
十三年洪水逆
0
5
10
15
距離以公里計

推算圖

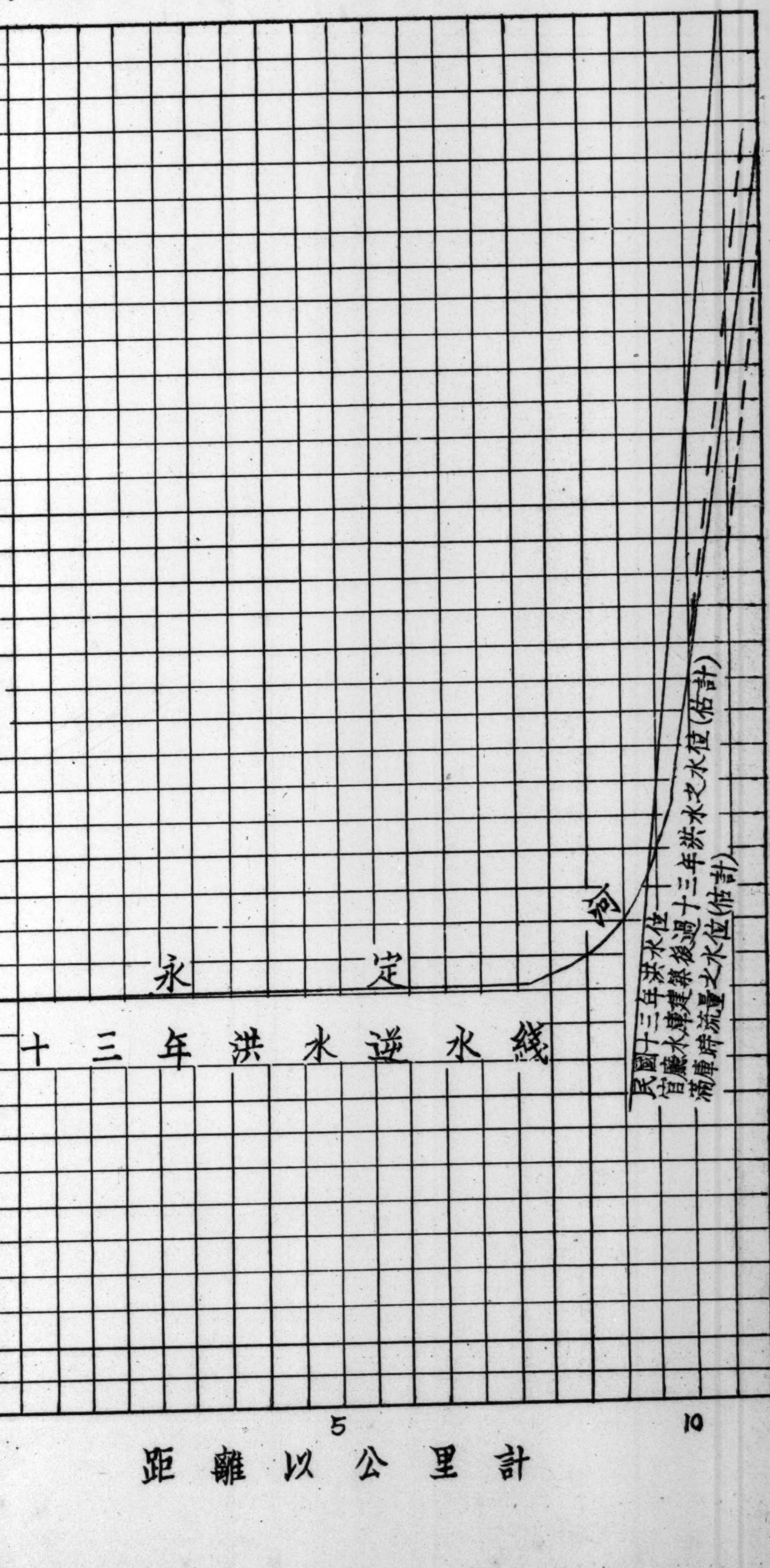

滿庫時水位(估計)
懷來縣
溈水河
水綫
20
25
30
里計
最高水位(估計)
滿庫時水位(估計)
民國十三年洪水位
十三年洪水滿庫時水位(估計)
懷來縣
溈水河
水綫
20
25
30

圖十九

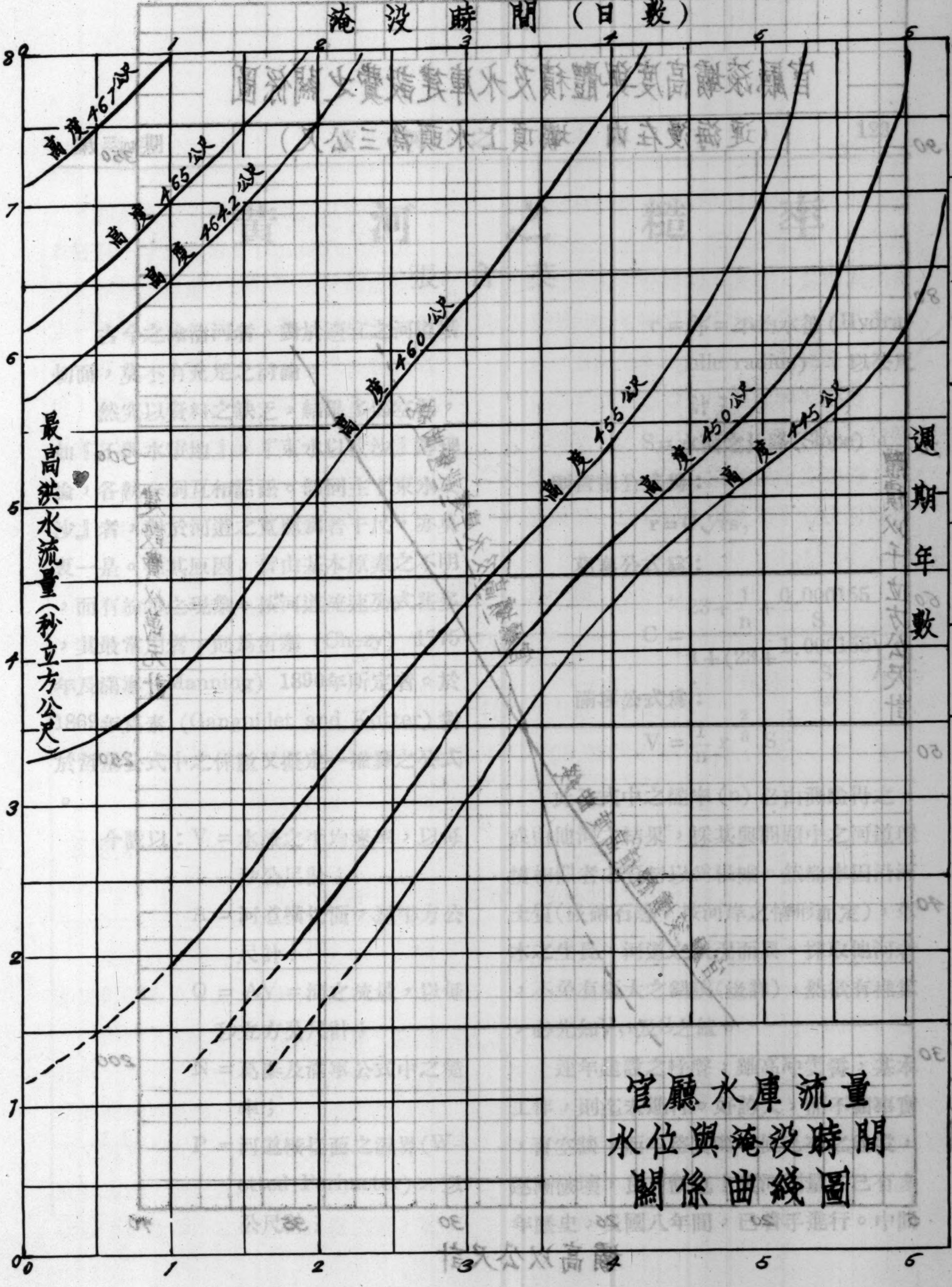
太子墓水庫逆水綫推算圖



算圖


永
定
河
十三年洪水逆水綫
民國十三年洪水位
官廳水庫建築後過十三年洪水之水位(估計)
滿庫時流量之水位(估計)
5
10
距離以公里計

圖二十



官廳水庫流量水位與淹沒時間關係曲線圖

圖二十二



官廳滾壩高度與體積及水庫建設費之關係圖
(連海漫在內　壩頂上水頭為三公尺)
體積以千立方公尺計
建設費以萬元計
官廳滾壩體積高度曲線
官廳壩高及水庫建設費曲線
壩高以公尺計
90
80
70
60
50
40
30
350
300
250
200
5
20
25
30
35
40

第二三圖

黃河之糙率

張含英

古今之論治河者，對於適宜之河道橫切面，莫不有充足之討論。

然究以資料之缺乏，結果多偏空洞，如『不與水爭地』，『束水以攻沙』等理論，各執一詞互相詬訟。卽同主『束水攻沙』者，對於河道之寬應爲若干尺，亦莫衷一是。推其原因，皆由基本原素之不明，而有紛爭之現象。按河道流速公式甚多，其最常用者，則爲哲塞（Chezy）1775年及滿寧（Manning）1890年所定者。於1869年葛泰（Ganguillet and Kutter）對於哲塞公式中之係數又擬定一推算之公式。

今設以：V＝水流之平均速率，以每秒公尺計；

A＝河道橫切面，以平方公尺計；

$Q = AV$＝河之流量，以每秒立方公尺計；

N＝葛泰及滿寧公式中之糙率；

P＝河道橫切面之濕界（Wetted Perimeter），以公尺計；

$r = a/p$＝平均水徑（Hydraulic radius），以公尺計；

S＝水面之比降（Slope）。

則哲塞公式爲：

$$r = C\sqrt{rs},$$

葛泰公式爲：

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.000155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{1.000155}{S}\right)\frac{n}{\sqrt{r}}}$$

滿寧公式爲：

$$V = \frac{1}{n} r^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

此公式中之糙率（n）必由測驗得之，或由他河之結果，採其與問題中之河道環境相似者之資料以爲根據。然糙率因沿河土質（或礫石等，按河岸之情形而定），草木之生長，河道之狀況而異。採取他河者，不免有極大之錯誤（後詳），然欲有推算，必先知V，r及S之值。

連年建設之呼聲，雖高冲雲霄，基本工作，則迄未進行。好誇大，而不顧事實，喜空談，而不務實際，使已有之建設，逐漸破壞，良可慨也！黃河測量，已有多年歷史，民國八年間，已着手進行。中間

亦若斷若續，至十八年間，沿河已設水文站三處，水標站六處，並由華北水利委員會沿河測量。十九年即奉令停止。是故沿河水文測量資料最完備之年，即民國十八年也。茲就該會已有之張本研究之。

陝縣，開封及濼口爲水文站，潼關，鞏縣，姚期營，蘭封之東堤頭，濮縣之唐屯，壽張之十里舖爲水標站。各站間之距離則係自陸軍測量局十萬分之一地圖量得者。亦曾與其他圖相較對，相差無幾。

民國十八年五月十五日及十一月五日之水位曲線，頗爲平坦，並無流量增高或減少之現象；換言之，其時之流量爲一定，而比降亦爲一定也。八月十五日爲在高水位時，其比降頗不如前二者之可靠，但爲比較高水位時之比降起見，亦列入比較，如第一表。

第一表　黃河之比降

地名	水位及比降	日期			離前站之距離(公里)
		三月十五日	八月十五日	十一月五日	
潼關	水位，公尺	320.30	321.51	321.58	水位以大沽海面爲標準
陝縣	水位	289.60	293.40	290.52	73.8
	水位差	30.70	28.11	30.66	
	比降	0.000416	0.000381	0.000416	
鞏縣	水位	106.00	106.47	106.34	230.0
	水位差	183.60	186.93	184.18	
	比降	0.000800	0.000810	0.000800	
姚期營	水位	94.84	96.15	95.72	42.1
	水位差	11.16	10.32	10.62	
	比降	0.000265	0.000245	0.000252	

開封	水位	77.20	78.10	77.55	
	水位差	17.60	18.05	18.17	109.4
柳園口	比降	0.000161	0.000165	0.000167	
開封	水位	69.05	69.84	69.72	
	水位差	8.15	8.21	7.83	33.0
東壩頭	比降	0.000246	0.000248	0.000236	
濮縣	水位	50.20	53.11	51.97	
	水位差	18.85	16.73	17.75	136.7
唐屯	比降	0.000136	0.000123	0.000130	
壽張	水位	39.46	42.18	40.49	
	水位差	10.74	10.93	11.48	80.0
十里舖	比降	0.000134	0.000137	0.000142	
	水位	24.90	28.10	26.10	
濼口	水位差	14.56	14.08	14.39	132.8
	比降	0.000110	0.000106	0.000108	

又濼口至利溪爲155.4 公里，利溪至海爲77.0公里，共爲232.4 公里。

對於上表之結果，似屬滿意。五月爲低水，十一月爲中水，八月爲高水。然其結果則相差無幾。卽以十里舖至濼口論，對於五月十五日，及十一月五日之數目，應較重視，前已言之，幾爲0.000110而利溪以下因受潮水之影響，頗難估計，於二十一年十月視察時，在濟陽一帶所得比降，亦約爲萬分之一。再就距離及水位估計之，則在濼口附近之比降定爲0.00011 似無大謬。而蘭封，開封間之比降，似屬較大，姚期營及鞏縣間者亦較大，或由於西站間距離稍近，偶有錯差，則無法以補償也。今以姚期營及濮縣唐屯間計之，則所得之比降在五月十五日爲0.000160，八月

十五日，0.000154，十一月五日，0.0001 60。鄭州而上，則南岸有邙山，更西至陝縣則爲山地，故此降應大。是故關於黃河比降可得以下之結論：

十里舖以下之比降爲：0.000110；

唐屯至十里舖之比降爲：0.000135；

姚期營至唐屯之比降爲：0.000160。

恩格爾 (Engels) 於制馭黃河論中，曾估算黃河之比降，在河南境內孟津以下爲0.0002。至論及姜溝魏家山等地費禮門 (Freemam) 之結果時，又稱『此與前所推測之平均數水坡0.0002相差甚微。』是恩氏對姜溝(十里舖下25公里)之比降仍認爲0.0002也。此數似屬稍大。

費禮門之中國水患論中有云：『黃河三角洲之半徑約爲400 英里，其頂角約爲90度，其向海之比降，極爲均勻，以直線論每英里降十英寸，沿河道每英里，降八英寸』。換言之，即以直線論爲0.000158，以河道論爲0.000126也。此後數之計算未詳，似取此400 英里之平均數者。是故較之上段則爲小，比之十里舖之下，則不較高也。

方修斯 (Frangins) 於其黃河治導計劃書中，有云：『初成總略計劃中，則於運河口處取平均比降0.00015＝1：6666爲已足。』按運河口即在姜溝(十里舖下)，必在0.00011 及0.000135在間。方氏之數，亦似稍大。

於此所又應聲明者。則恩方兩氏之結論，多以費氏報告爲根據，蓋以費氏曾作視察測驗之工作也。

自葛泰及滿寧兩公式所得之糙率(n)，極爲相近。茲選用滿寧公式以推算法率即：

$$n=\frac{R^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}}{V}$$

茲自民國九，十及十八三年中任意摘錄灤口水之張本，以作糙率之計算。民國八年雖亦有記載，惜河道切面不全，未得列入。記錄中之河道切面圖，多爲每月測驗一次者，故水面之寬，即由各該圖量得之。

開封之水文張本，只有民國十七年十一月至十八年六月者，無高水位時之記錄，故表列之，以資比較。

第二表　黃河糙率之計算

年 月 日	水標位 以公尺計	平均速率 以秒公尺計	河流面積 以方公尺計	流量 以秒立方公尺計	水面寬 以公尺計	平均深 以公尺計	比降	糙率（滿寧公式）	流量在1000秒立方公尺以上者	流量在1000秒立方公尺以下者
9—3—7	24.36	1.000	485.30	485.23	145	3.35	0.00011	0.0236		0.0236
4—5	25.29	1.310	800.80	1050.68	200	4.00		0.0191		0.0191
26	24.71	1.270	555.00	704.05	175	3.17		0.0178		0.0178
5—18	25.12	1.772	884.00	1566.86	230	3.84		0.0145		0.0145
26	25.78	2.115	1555.10	3288.41	240	6.46		0.0172	0.0172	
6—10	25.60	2.063	1279.10	2641.03	230	5.58		0.0124	0.0124	
7—7	25.20	1.552	953.90	1479.09	230	4.15		0.0174		0.0174
18	25.57	1.836	1200.10	2202.71	230	5.23		0.0172	0.0172	
28	26.18	2.110	1506.60	3179.00	240	6.28		0.0169	0.0169	
8—10	26.83	2.405	2025.40	4871.14	270	7.53		0.0166	0.0166	
22	25.71	1.828	1262.40	2307.79	250	5.03		0.0168	0.0168	
9—9	25.55	1.604	1089.00	1747.03	215	5.08		0.0193	0.0193	
23	27.52	2.601	1871.10	4866.85	290	6.48		0.0141	0.0141	
10—2	27.39	2.437	1867.80	4550.77	290	6.45		0.0122	0.0122	
12	27.88	2.450	2185.80	5560.56	300	7.30		0.0129	0.0129	
11—13	26.09	1.497	1144.50	1713.27	240	4.76		0.0197	0.0197	
27	25.89	1.177	1136.80	1338.27	240	4.76		0.0253	0.0253	
12—16	25.54	0.907	932.70	244.66	190	4.90		0.0344		0.0334
21	24.65	0.542	662.40	358.35	170	3.89		0.0478		0.0478
10—4—7	25.65	1.310	971.00	1268.20	255	3.80		0.0196		0.0196
5—6	25.40	1.350	583.30	786.87	240	2.40		0.0140		0.0140

6—24	26.07	1.885	1002.85	1890.37	325	3.08		0.0118		0.0118
29	26.69	2.634	1335.80	3518.50	340	3.92		0.0099	0.0099	
7—11	26.79	2.434	1235.70	3007.70	340	3.63		0.0102	0.0102	
15	27.95	2.695	1886.20	5083.30	350	5.38		0.0119	0.0119	
17	28.69	2.718	2289.60	6223.10	365	6.27		0.0131	0.0131	
8—15	29.05	2.219	3195.40	7090.60	428	7.45		0.0180	0.0180	
17	28.47	2.349	2629.60	6176.90	365	7.20		0.0121	0.0121	
18—7—19	25.48	1.60	508.94	815.4	290	1.75		0.0095		0.0095
24	27.75	2.36	1238.26	2919	390	3.18		0.0096	0.0096	
8—6	27.60	2.39	1432.80	3424	370	3.91		0.0109	0.0109	
10	28.49	2.63	154.29	4614	380	4.60		0.0110	0.0110	
16	28.27	2.37	1672.96	3965	360	4.64		0.0123	0.0123	
17	28.34	2.58	1698.82	4383	370	4.59		0.0112	0.0112	
22	26.70	2.17	981.53	2126	360	2.72		0.0094	0.0094	
9—4	26.71	2.44	1121.24	2737	360	3.12		0.0092	0.0092	
9	26.15	1.87	796.64	1489	320	2.49		0.0103	0.0103	
22	25.95	1.63	747.77	1221	315	2.37		0.0114	0.0114	
10—9	26.36	2.12	911.57	1927	335	2.72		0.0097	0.0097	
21	26.13	1.96	800.16	1565	315	2.54		0.0100	0.0100	
31	25.98	1.11	728.66	810.2	300	2.43		0.0171		0.0171
11—5	26.10	1.57	786.18	1232	295	2.67		0.0128	0.0128	
22	26.14	1.33	834.40	1113	315	2.65		0.0150	0.0150	
29	25.80	0.98	715.46	704	260	2.75		0.0210		0.0210
12—4	25.03	0.70	499.83	348.3	245	2.04		0.0214		0.0214
12	25.05	0.79	528.46	416.9	205	2.58		0.0250		0.0250
20	23.72	0.28	263.00	73.66	135	1.95		0.0584		0.0584
25	24.54	0.44	342.95	150.0	140	2.45		0.0433		0.0433
							平均	0.0174	0.0135	0.0243

第二表中之糙率，有者似較高，或過低。是或由於在水位增降之時所致。例如當水漲之時，則水面比降必大，按前計算之比降以求糙率，所得之數必較低，反之則高。是以糙率中之值稍有變化。再則於流量低時，糙率亦增，例如流量爲73.66秒公尺時，n爲0.0584，蓋由於水面寬而淺所致。所採錄之流量皆爲深流在河槽之內者，因漫流淤灘時各部分之資料不足，故略之。

今將糙率分爲兩部，一爲流量在1000秒公尺以上者，一爲小水時期。即在1000秒公尺以下者。可見前者除有少數之特別情形外，尙稱一律。後者之變化較大，實由於低水位時，河道之變化，影響較巨也。

其中最後之二數(即0.0584及0.0433)似不應與其他平均計算，因在每年中此等時期較短也。然以共有四十八個數目，影響其總平均當亦不大，僅影響於低水時之糙率較大耳。

開封柳園口之河道淤墊變化情形頗甚，而張本亦不充足，然爲校對第二表之結果起見，亦列表以明之，如第三表。

第三表　黃河糙率計算之校對

年 月 日	水標位 以公尺計	平均速率 以秒公尺計	河流面積 以方公尺計	流量 以秒立方公尺計	水面寬 以公尺計	平均深 以公尺計	比降	糙率（滿寧公式）	流量在1000秒立方公尺以上者	流量在1000秒立方公尺以下者
17—11—5	77.39	1.51	764.20	1154.88	310	2.46	0.00016	0.0153	0.0153	
20	77.48	1.41	709.55	1002.65	370	1.92		0.0138	0.0138	
22	77.28	1.14	654.71	749.43	340	1.92		0.0171		0.0171
12—7	77.43	1.14	568.90	649.54	360	1.58		0.0151		0.0151
13	77.19	0.65	368.75	239.64	350	1.02		0.0197		0.0191
24	77.05	0.61	358.15	217.57	340	1.05		0.0214		0.0214
29	76.96	0.54	293.06	156.89	340	0.864		0.0212		0.0212
18—1—17	77.44	0.91	600.57	549.16	350	1.72		0.0155		0.0155
6—19	77.51	1.44	621.33	899.42	380	1.64		0.0122		0.0122
27	77.45	1.58	747.99	1179.62	380	1.96		0.0125	0.0125	
							平均	0.0164	0.0138	0.0174

自第三表中吾人益可信第二表結果之無誤，所差者為低水位時之糙率，或由於第三表中無最小流量所致。故可得以下之結論：

流量在1000秒公尺以上之糙率(n)為：0.0135；

流量在1000秒公尺以下之糙率(n)為：0.0220；

糙率(n)之總平均數為：0.0175；

方修斯依據費禮門在姜溝及魏家山民國八年五月至八月測量之結果（姜溝七數，魏家山六數，最小流量為376 秒公尺，最大者為7644秒公尺），以比降0.000126，按傅希亥滿(Forchheimer)公式推算之結果如下：

糙率(n)之總平均數為：0.0195；

高水位時(400 秒公尺以上)之糙率(n)為：0.021；

中水位時(1000秒公尺以上)之糙率(n)：為：0.0165；

低水位時(1000秒公尺以下)之糙率(n)為：0.0193；

費禮門於其淮河報告中求得黃河糙率，(n)為：0.0150；

方氏之總平均數與所推算者頗近。糙率與比降之平方根成比例，若方氏亦用0.00011 之比降，則其總平均數變為0.0182更相近。惟高水位與中水位之糙率相差實不若如是之巨。再按濼口與魏家山之切面相差無多，其上口較姜溝者稍狹，而底稍寬耳。再其計算中高水位者六，中三，低四，數目太少，則受特情現象之影響自大。

費氏之數與第二表1000秒公尺以上流量之糙率頗相近。

由費方二氏之結果，簽訂證以上之推算大概無錯。

糙率係數，各河不同，採用他河者作本河之設計，易生謬誤之結果。爰採 Schoder and Dawson's Hydraulics 第十二表，及 His's Handbook of Hydraulics 第七十三表，在各種情形下之糙率(n)。列為第四表。

第四表 葛秦及滿甯公式之n

糙率之情形	糙率(n)				附註
	最優	優等	中等	劣等	
洋灰敷面之河渠	0.012	0.014	0.016	0.018	為設計時常用者

洋灰碎石面	0.017	0.020	0.025	0.030	
碎石面	0.025	0.030	0.033	0.035	
細鋪方石塊面	0.013	0.014	0.015	0.017	
運河及渠道，					
土質，成直線且均勻者	0.017	0.020	0.0225	0.025	
鑿石，率滑且均勻者	0.025	0.030	0.033	0.035	
鑿石，鋸齒狀且不規則者	0.035	0.040	0.045		
迂緩之運河	0.0225	0.025	0.0275	0.030	
濬挑之河道	0.025	0.0275	0.030	0.033	
運河之有石底而岸上生草者	0.025	0.030	0.035	0.040	
天然河道：					
(1)整理潔直岸河底深淺不大差者	0.025	0.0275	0.030	0.033	
(2)如(1)而有草石者	0.030	0.033	0.035	0.040	
(3)灣曲，有深溜及灘但整潔者	0.033	0.035	0.040	0.045	
(4)如(3)低水位之比降及切面隨宜者	0.040	0.045	0.050	0.055	
(5)如(3)有草石者	0.035	0.040	0.045	0.050	
(6)如(4)切面爲石者	0.045	0.050	0.055	0.060	
(7)迂緩，有草及深溜者	0.050	0.060	0.070	0.080	
(8)草甚多者	0.075	0.1000	0.125	0.150	Hing 分n爲四級
均勻切面之人造河道					Schcder未分級
底岸皆以平滑之木板裝成者	0.009				
以純洋灰泥敷面者	0.010				
以洋灰時(1：3砂灰)者	0.011				
平整粗木板裝成者	0.012				
方石工，或上等磚工，	0.013				
普通磚工	0.015				
上等碎石工，或粗滑木板	0.017				
切面不均勻之河道					
最清潔之運河，在堅硬之卵石地，切面較均勻而河岸整齊者	0.020				

普通土質運河或河道，情形尚好，無大石及茂草，而河岸整齊者	0.025
同上，間有石草石者	0.030
河道粗糙，或底不規則，或草石甚多或碎岩散佈，而岸不整齊者	0.035—0.040
極曲折之河道有更高之n値，但y之値，常不一定，如山谷急流，森林或居住區之洪流等	0.050—0.070

今設以無前之推算，自第四表中選用黃河之糙率，或較0.0135爲大，蓋以此數爲切面均勻，而以方石或磚砌之河道者；再則洋灰敷面之河渠亦爲此數。以普通知識測之，黃河糙率當較此數爲高。即以總平均數而論，亦較第四表中黃河所應有者爲小。今先述黃河沿岸之情形。

黃河平均水面之寬度(灤口)約爲三百公尺。(最高水位除外)於險工之處（頂溜之岸）有掃壩。而掃以稭料及土築成，面亦平順。壩則爲碎石砌成，間亦有拋磚護岸者。普通地者，岸爲沙壤，雖迂曲而整潔。底則爲淤沙，故河道橫切面之濕界，甚平滑，此爲糙率較小之一因。

水中含沙較多，爲糙率較小之第二因。方氏有言曰：竊思含有黃壤之水，其性狀與油相類，其摩擦係數較小於淨水。黃河含沙量最大，民國十八年陝縣含沙最大記錄，以重量計至百分之22.62。其影響於糙率當非淺鮮。

如是，則自以上所得之結論，作設計河道之張本，或可無大願也。

民國二十二年三月十五日夜於天津

水利法草案初稿

內政部

第一章　總則

第一條　中央或地方政府或人民辦理水利事宜悉依本法行之但另有習慣而不與本法抵觸者得從其習慣

第二條　本法所稱水利事業謂凡用人爲的方法控馭或利用河湖之水或地下水以禦潦防旱護岸溉地洗鹼蓄泄洩水利運給水及發展水力者皆屬之

第三條　本法所稱中央主管機關爲內政部

第四條　本法所稱主管機關爲依本法第六條第七條之規定所設立之委員會或管理局

凡未經設立主管機關之處其主管機關在省爲建設廳或直隸省政府之水利局在市爲市政府在縣爲縣政府或水利分局

本法所稱地方政府在省爲省政府在縣爲縣政府在市爲市政府所稱地方自治團體爲縣市所屬之各自治團體

第二章　水利區及其管理

第五條　中央主管機關按全國河湖流域之天然情勢劃分水利區呈請行政院轉呈國民政府公布之

第六條　水利區關涉兩省以上者中央主管機關得設委員會或管理局管理之

前項委員會或管理局之組織章則另定之

第七條　水利區關涉兩縣以上者省政府或直隸行政院之市政府得設置河湖管理局管理之

前項管理局之組織通則由中央主管機關定之

第八條　地方政府應將管理之河湖繪製圖簿遞報中央主管機關核定轉呈行政院備案

河湖圖簿經核定備案後如有變更須將變更情形報經中央主管機關核定後變更之

第九條　地方政府所設河湖管理局其管轄區域以與中央所設之主管機關管轄區域無抵觸者爲限

遇必要時地方政府於商得中央主管機關同意後得在中央已設主管機關之區域內設立河湖管理局管理水利事宜但須受中央所設主管機關之指導監督

第十條　水利區在未設立委員會或管理局以前沿河湖各地方政府處理各該境內之河湖事宜應與其他有關各地方政府議訂聯絡辦法必要時得成立聯合會議其辦法由中央主管機關定之

第十一條　省市政府辦理水利事業其利害關係兩省市以上或其工程浩大須增加人民負擔者報經中央主管機關核轉行政院核准後方得舉辦

前項事業遇必要時得由中央主管機關呈准行政院直接辦理之水利事業利害關係兩縣以上者須經省市政府核准後舉辦

第十二條　主管機關得命令或委託其所轄區域內之縣市政府或地方自治團體或其他有特殊關係之公共團體辦理或管理水利工程之全部或一部其細則由該主管機關規定呈准中央主管機關備案

第十三條　凡水利工程物如隄壩護岸溝渠堰閘等同時兼有兩項以上之用途者主管機關得令使用人共同負維持修理之責

他項工程兼有水利工程之效用者主管機關得協助改良或修築之

第十四條　主管機關為預防水患開發水利於呈經中央主管機關核准後得變更水道或開鑿運河

第十五條　主管機關為管理其所轄區域內之各種水利工程物或處理水利事宜得依據本法頒布命令

第十六條　主管機關為舉辦水利工程得向沿岸人民或與有利害關係之人民徵用工役但須徵求地方政府之同意

第十七條　設有河湖委員會或管理局之地方沿河湖市縣政府辦理關於水利事宜應受委員會或管理局之指導監督

第三章　水利參事會水利合作社及水利公司

第十八條　主管機關呈經上級主管機關核准後得設水利參事會

第十九條　水利參事會之職權如左

(一)關於水利經費之籌集保管事項

(二)關於水利計劃之建議事項

(三)關於水利工程之監察事項

(四)關於水利糾紛之調解事項

第二十條　凡舉辦水利事業關係兩水利區以上者得由各該主管機關於會

呈上級主管機關核准後召集水利參事會聯席會議

第二十一條　水利參事會組織章程及會議規則另定之

第二十二條　地方自治團體或人民興辦水利事業經主管機關核准後得組織水利合作社其組織章則另定之

第二十三條　商民經營水利事業經主管機關核准後得組織水利公司其組織章則另定之

第四章　水權

第二十四條　本法所稱水權謂使用河湖等水之權

第二十五條　凡天然河湖之水及地下之泉水均屬法定水源槪爲國有人民非依法不得使用

國有運河其性質幾與天然河道相同者視爲法定水源

第二十六條　團體或人民舉辦水利事業需要水權時應先擬具詳細計劃估計需水數量呈經主管機關派員勘測予以施工之許可方得興工并應於工程完竣時呈請主管機關派員查驗規定實需水量給予水權狀爲水權之取得

第二十七條　團體或人民每次取得水權應以其事業所必需之水量爲限

第二十八條　用水需要之次序如左

(一)家用及城市公用

(二)灌溉田地

(三)水運水力及其他用途

高地所有權人用水時不得因第二需要妨害低地所有權人因第一需要在本法公布前業已取得或依本法所取得之水權亦不得因第三需要妨害低地所有權人因第二需要在本法公布前業已取得或依本法所取得之水權

高地所有權人因第一及第二需要得依本法之規定在於低地所有權人因同樣需要在本法公布前業已取得或依本法所取得之水權無抵觸時導用水流之一部分

第二十九條　主管機關如認爲該管區域內某河湖之水量不足時得根據因第一需要用水者之請求撤銷因第二需要或第三需要用水者依本法業已取得水權之全部或一部或加以使用上之限制亦得根據因第二需要用

水者之請求撤銷因第三需要用水者依本法業已取得水權之全部或一部或加以使用上之限制但天旱或河流因特殊情形水量偶然缺乏者不在此限

上述水權經撤銷或加限制後請求人得依本法取得水權被撤銷者或使用被限制者受有損害時主管機關得令請求人賠償之

第三十條　同一需要之水權人因水量不足發生爭執時以取得水權之先後為準同時取得水權或取得水權之年月日雙方均缺乏確證時距離水源最近者有優先權距離相等以利益較大者有優先權

第三十一條　在同一水源上引水其分水日期輪次及流量由主管機關規定公告之用水人不得私自有何變更

第三十二條　溉田剩餘之水量須引入原流不得導入未取得水權人之田地或他處但遇特別情形不能引入原流經主管機關認可者不在此限

不能引入原流之水量以上流下接為原則

第三十三條　主管機關為保障下游城市公用水源起見得限制上游土地所有權人之地下水使用權

第三十四條　凡泉水上層之土地所有權人有優先使用該泉水之權但以必需之水量為限

第三十五條　凡泉水上層之土地其享有優先使用權人未經利用該項水源時其他土地所有權人得依法引用其全部水量但享有優先使用權人仍得收回自用惟收回前對於原使用者應與以相當之賠償

第三十六條　主管機關如認為該管區域內某河湖水量在一定時期內除供給有關係人之各種需外有剩餘時得准同流域或其相鄰流內之土地所有權人使用之但同流域土地所有權人有優先使用權

第三十七條　河湖因天然情形變更其水道時原水權人得請求主管機關在相當範圍內於新水道上指定取水地點及引水路線俾得引用原水量之全部或一部

第三十八條　土地所有權移轉時附於土地

之水權隨之移轉但須聲報主管機關備案

第三十九條　依本法所取之水權如廢置不用逾二年者即作爲水權之喪失但呈經主管機關核准保留者不在此限

第四十條　在同一水源之渠道增加支渠或增加用水量已逾十年和平繼續佔有而其佔有之始爲善意並無過失者認爲取得其水權

第四十一條　不同水源先年合用或分用通融與利後復以權限界址起爭執時主管機關得以用水現狀重行劃定

第五章　水權之登記

第四十二條　凡在本法施行前依法令或習慣取得之水權均應向主管機關爲水權之登記

第四十三條　登記應由水權人或其代理人提出左列文件

(一)聲請書

(二)證明文件

(三)工程圖樣及說明書

(四)其他經主管機關認爲必須提出之文件

第四十四條　聲請書應記載左列各事項

(一)聲請人及證明人之姓名籍貫年齡住所職業

聲請人及證明人爲法人時其名稱事務所及代表人職務姓名

代理人聲請時代理人之姓名籍貫年齡住所職業

(二)水權使用之目的及其受益範圍之地圖

(三)水權取得之年月日及其手續

(四)取水地點

(五)水道之名稱源委及其最低最高及平均流量與水位

(六)用水期間及所需水量

(七)引水蓄水洩水之方法及其工程物之位置種類與建築經費

(八)如有直接收益者應記明水權收益之總數及徵收方法

(九)其他應行記明事項

(十)主管機關

(十一)年月日

第四十五條　聲請書應由聲請人或代理人簽名蓋章聲請登記者爲代理人時應附具授權書

第四十六條 證明文件應包括土地有權狀官署立案或判決之文件如不能提出證明文件時應取具鄉鎮坊長或四鄰或店舖之保證書

前項保證書應保證聲請人無假冒情事並證明其原文件不能提出之實情

第四十七條 引水蓄水或洩水之工程物應爲左列各項之說明並附圖樣或攝影

(一)工程物之名稱種類及其用途

(二)位置

(三)建築材料及建築方法

(四)各部分之量度

(五)如曾經毀損者其毀損之原因狀況年月及其修復之方法與年月

(六)其他應行說明事項

第四十八條 主管機關接受聲請書應即審查並派員履勘如有不合程式或其他情形時得附理由駁回登記之聲請但即時可以補正者應命聲請人補正之

第四十九條 主管機關審查登記聲請書並經派員至當地履勘認爲適當時應依左列之規定公告並通知聲請人

(一)登載主管機關及其上級主管機關所發行之定期公報

(二)揭示於聲請登記水權所在區內之公衆地方

第五十條 前條登報及揭示應公告左列各事項

(一)聲請人之姓名籍貫住所

(二)水權所在之水道及使用之目的與範圍

(三)聲請登記年月日

(四)對於該水權所有人得提出異議之期限

(五)其他應行公布事項

第五十一條 公告三個月後無異議之水權應視爲登記完畢由主管機關給予聲請人以水權狀

前項水權狀應記載登記號數聲請年月及號數水權人姓名住址職業取水地點水道名稱使用之目的範圍與水量登記年月日由主管機關長官簽名加蓋官印

第五十二條 主管機關發給水權狀應隨時遞送中央主管機關備案並按

年編製統計表式公告之

水權狀應由中央主管機關製定並編號蓋印頒發應用關於登記各項表冊由主管機關依中央主管機關所規定之格式自為製定

第五十三條　第五十條規定之公告期內如對於聲請水權登記人有異議者得聲具理由請求主管機關依本法裁決之如有不服主管機關之裁決時得呈請上級主管機關覆核裁決

聲請登記時已發生訴訟者在訴訟未終了以前主管機關不得接受聲請書

第五十四條　有左列各項情事之一者免其登記

(一)引水方法用人力獸力或木製之機械者

(二)引水蓄水工程物之建築費在二千元以下者

(三)直接引水漑地其面積在二百畝以下者

(四)工業所用水量在二分之一秒立方公尺以下者

(五)為公共運輸之國有或民營鐵路在其地界內取水而不外售者但使用溫泉及有特殊用途之泉水不在此限

第五十五條　主管機關辦理登記事宜得酌收登記費其數額及繳納手續另定之

第五十六條　凡在本法施行後舉辦水利事業其水權之登記除依第二十六條之規定外第四十三條至第五十五條各條之規定均適用之

第五十七條　水利合作社或水利公司均依本法之規定為水權之登記

第六章　水之使用限制

第五十八條　左列水利工程之建築改造及拆除應先得主管機關之許可其詳細辦法由中央主管機關定之

(一)引水之工程物

(二)蓄水之工程物

(三)洩水之工程物

(四)保護河湖沿岸土地之工程物

(五)與水運有關之工程物

(六)利用水力之工程物

(七)其他有關河湖之工程物

第五十九條　凡建築或改造各項水利工程

物均應由興辦事業人備具詳細計劃圖樣及說明書呈請主管機關核准後方得興工

如因特別情形有變更原核准計劃之必要時應由興辦事業人聲敘理由及辦法呈請核准後方得變更但為防止危險及臨時救濟起見得先行處置一面呈報主管機關核准備案

第六十條　凡舉辦水利事業經主管機關許可後發生下列情事之一者得撤銷其許可或加以限制於必要時并得令改築或拆除之

(一)發現設計上有可致危險之錯誤

(二)設施工程與核定計劃不符或超過原許可範圍以外時

(三)施行工程方法不良發生危險時

(四)發生意外變故而致妨害公共利益時

(五)對於法律命令有違背時

(六)在核定限期內未能興工或未能依限完成時

前項第六款未能依限完成之水利事業得因特別情形聲請主管機關核准展限

第六十一條　凡引水蓄水洩水之工程物如有水門者其水門啓用之標準及時間及方法應由興辦事業人預為規定呈請主管機關核准備案並公告之

如主管機關認為前項所規定有變更之必要時得由興辦事業人限期變更之

第六十二條　凡在通運之水道上因舉辦水利事業必須建築堰壩水閘時應於相當地點建造船閘其數目與大小及開放之時間與次數由主管機關依據現在及將來之需要規定之

前項建築船閘之費用由興辦事業人擔負但如航行之深度因建築堰壩而增加時得由主管機關視水道之性質呈經上級主管機關核准後酌予補助

第六十三條　凡在不通運之水道上因舉辦水利事業必須建築堰壩水閘時應於適當地點建築木運道及魚道其詳細辦法由主管機關規定之

前項工程之費用由興辦事業人擔負

第六十四條　凡舉辦水利事業為避免於水

患預防上發生危險或影響於其他業已依法取得之水權主管機關得令興辦事業人建築相當之工程物

第六十五條　凡因營業或其他行爲而影響於水流之清潔方向流量幅員淺深或隄塘之安全時主管機關得限制或禁止之

第六十六條　凡有關航運之水道主管機關得酌量限制開渠及使用水機

第六十七條　舉辦水利事業其經過區域遇有房舍墳墓古跡及其他建築物最須設法繞避不得已時呈由主管機關核定拆移其拆移費用暨補償依土地徵收法處理

第六十八條　舉辦水利事業其面積佔兩個管轄區以上者由佔地面最大之一區主理或聯合管理之

第六十九條　依本法規定取得之權利及其應負之義務讓與他人時須得主管機關之許可

第七十條　舉辦水利事業不爲協助者不得於事業成就後請求均霑水利但當事人有特約者不在此限

第七章　水之宣洩

第七十一條　凡宣洩洪潦應以洩入本水道或其所注入之水道爲原則但必要時經主管機關之核准得洩入其他或新闢水道

第七十二條　由高地自然流至之水低地所有權人不得妨阻

第七十三條　高地所有權人以人爲的方法宣洩洪潦於低地其流量應以法令或習慣所許可者爲限並擇低地損害最少之處所及方法爲之

第七十四條　凡爲避免或減輕洪潦減少原水道之洪水流量時對於上下游沿岸土地所有權人發生之損害應予以相當之賠償

第七十五條　水流因事變在低地阻塞高地所有權人得以自己之費用爲必要疏通之工事但其費用之負擔另有習慣者從其習慣

第七十六條　土地所有權人因使其土地之水通過得使用高地或低地所有權人所設之工作物但應按其受益之程度負擔該工作物設置及保存之費用

第七十七條　減水閘壩啓放與堵閉之水位或時期由主管機關呈請上級機關預定公告之人民不得以

一隅利害恃衆阻撓

第七十八條 凡跨越水道之工程物均應留水流之出路其橫剖面積應由主管機關核定以不妨最大洪水量之宣洩爲限

如係通運之水道應建築橋樑并由主管機關依據現在與將來船舶通行之需要規定橋樑之種類底線之高度及橋孔之跨度

第八章 河湖之修防

第七十九條 河湖歲修工程主管機關應於霜降後派員履勘至翌年清明前修理完畢並將辦理情形報告上級機關備案

第八十條 河湖歲修工程關係重大者中央主管機關須於清明後一日派員復勘並將勘查情形遞報國民政府

第八十一條 主管機關應酌量歷年水勢規定設防撤防之水位或日期由設防日起至撤防日止爲防汎期防汎章則另定之

第八十二條 關於河湖之防衛主管機關得設水防警察隊

第八十三條 水利官吏得於河湖防衛範圍內執行警察官職權

第八十四條 主管機關於必要時得令其所轄區域內之地方政府或自治團體及當地人民準備並協助防汎事務其辦法另定之

第八十五條 洪水迫急時主管機關爲緊急處置得就地徵取關於防汎必需之物品人工并得拆毀妨礙水流之障礙物但事後應酌給予相當之時價其拆毀時認爲所受損失重大者酌量補償之

第八十六條 河湖搶險所用料物工具主管機關應先期酌定數用數額與歲修工程同時採辦齊全存儲工所備用

第九章 河湖之保護

第八十七條 主管機關爲河湖及水利工程物之保護得就當地情形頒布禁條

第八十八條 主管機關得禁止下列行爲

一、在行水區內堆置足致妨礙水頭之泥沙或其物料

二、於行水區內挖深地面或在堤塘兩旁挖取泥沙石及其他質料

三、在河湖沿岸開設牧場

第八十九條 人民對於河湖之堤塘不得有左列各行爲

(一)掘毀堤身
(二)在堤上墾種
(三)在堤上建築房屋
(四)鏟削堤身草皮
(五)在堤上安置廁所糞坑
(六)在堤埋藏棺木或骨骸
(七)其他一切毀損堤塘之行為

第九十條　河湖沿岸居民如有宅園竹木荊棘連接堤塘須隨時查視如有獾鼠地羊等動物穿穴挖窖應報由主管機關驅逐堵築不得推諉隱匿

第九十一條　凡河湖沿岸之土地種植物或工程物主管機關認為足致荒廢河湖者於呈經上級主管機關核准後得限令當事人於一定時期內修改遷移或拆毀之並酌量補償其損失

第九十二條　堤塘外脚至河岸區域內栽植之蘆葦楊柳或其他灌木有防止風浪之功效者無論公有私有非在秋後水涸時期不得任意剪伐但呈經主管機關核准者不在此限

第九十三條　為避免河湖沿岸傾斜地土砂之冲刷并捍止其崩壞主管機關得指定區域建造保安林或限制墾植其辦法另定之

第九十四條　私人或團體沿河湖造林或栽植蘆葦草茭經主管機關認為有裨水利者予之獎勵其辦法另定之

第九十五條　河湖沙洲灘地非經主管機關認為無礙水流及停儲經公布者一律不得圍墾

第九十六條　河湖尋常洪水位行水區域停儲區域之土地不得佔為私有前項水位由主管機關呈報上級機關核定公告之

第九十七條　沿河湖之私有土地因坍沒或侵蝕而變成水道或湖澤之一部分者其所有權視為消滅土地所有權人因其土地坍陷而為適當之工事復行淤積時應以規復原有地域為限

第九十八條　水道因天然變遷而成新水道時新水道所經土地之所有權視為消滅

第十章　水利經費

第九十九條　左列各項收入為水利經費
(一)水稅
(二)船舶通行捐及其他依附於水道之營業捐稅

（三）土地受益捐

（四）河湖沙漲灘地之官價

（五）國庫及地方政府補助費

（六）其他法定捐稅指充水利經費者

第一百條　凡私人或團體用水屬於第二十八條內所規定之第一需要者不得徵收水稅

第一百零一條　主管機關為整理及養護通運之水道起見於呈舒上級主管機關核准後得委托地方政府附徵船舶通行捐及其他依附於該河湖之營業捐稅

第一百零二條　主管機關機關辦理水利事業於呈經上級機關核准後得委托地方政府就受有特殊利益之土地附收受益捐

第一百零三條　河湖沙灘漲地所得之官價或收益應指定作水利經費

第一百零四條　主管機關舉辦水利事業於呈經上級政府核准後得發行水利公債

第一百零五條　凡舉辦水利事業其利關係兩省以上者其經費由關係各省籌撥

舉辦水利事業其利害關係兩縣以上者其經費由有關地方籌撥

第一百零六條　主管機關舉辦重要水利事業籌集經費有不足時得呈請中央主管機關轉呈國民政府由國庫補助

第一百零七條　水利合作社於呈經主管機關核准後得就受有特殊利益之土地所有權人籌募事業費之全部或一部必要時並得呈經主管機關請由地方政府補助全額或貸與公費

第一百零八條　凡依據本法第一百零一條第一百零二條第一百零四條之規定所徵收之水利經費或募集之水利公債均應交由有關之水利參事會保管之

第一百零九條　本法公布前各地方政府原有之水利經費仍應作為治理原河湖之用

第一百十條　凡舉辦他項工程而涉及於水利工程時其經費應由辦理水利工程而涉及他項工程時號費應由舉辦他項工程人員負擔之水利主管機關負擔之

第十一章 土地之徵用

第一百十一條 主管機關得依土地徵收法在辦理水利之需要範圍內徵收土地

第一百十二條 爲整理水道必須取土於河流兩岸之平地或開鑿山頭爲通水溝時土地所有權人不得固爲措勒拒絕其使用但使用須照當地時價給予相當之金額

第一百十三條 凡因舉辦水利事業使用土地致妨碍土地所有權原有交通或阻塞其溝渠水道時除法律別有規定外興辦事業人應建築橋梁涵洞或架水溝等工程物並負擔其所需養護費用

第一百十四條 凡因舉辦水利事業致其附近之土地在全年或一大部分時期內水位增高而被淹沒時土地所有權人得要求興辦事業人給以使用費或收買其土地

上項水位增高之度以呈經主管機關核准者爲限但因預計所不及而致較高地段受有損害時土地所有權人得要求興辦事業人賠償其損失或收買其土地

第一百十五條 凡因引水開闢隧道或埋設水管經過私人土地致受有損害時土地所有權人得要求興辦事業人賠償其損失或徵收其土地但如即時恢復原狀且恢復後於土地並無損害者不在此限

第十二章 獎懲

第一百十六條 凡人民或團體履行本法有特殊勞績者得分別獎勵其辦法另定之

第一百十七條 私人或公共團體不履行本法規定之義務或依據本法所發之命令或於必要期限內不履行完畢或其履行方法不充分時主管機關得直接執行但所需之費用仍須向義務者追繳之並得科以千元以下之罰金

第一百十八條 凡直接間接毀壞水利工程物者無論過失或故意主管機關除限令修復外并得處以千元以下之罰金

未得主管機關之許可而私開河道或私塞河道者適前

項之規定

第一百十九條 因河湖工程發生爭執經主管機關決定當事人不依法提起訴願又不奉行者除强制執行外並科以百元以上千元以下之罰金

第一百二十條 本法規定或依據本法所發命令對於私人負擔之費用或罰金主管機關得依國稅滯納處分法徵收之水利合作社或水利公司向關係人所收之費遇有滯納時以私訴論不適用前項之規定

第十三章 附則

第一百二十一條 本法海岸線及海堤工程亦適用之

第一百二十二條 本法溝渠水蕩亦適用之

第一百二十三條 本法未經規定或應修正之事項得由中央主管機關呈請依法增修之

第一百二十四條 本法自公布日施行

永定河治本計劃出版廣告

永定河治本計劃久爲全國人士所注意前順直水利委員會卽曾加以研究本會成立後賡續進行未敢或輟數載以還對於蒐集資料實地調查分途幷進嗣乃根據水利工程之學理與經驗幾經研討而後着手於去冬全部完成近復精爲排印分計劃附圖各二冊共裝一帙計劃都十數萬言附圖一百數十幅內容精當裝訂典雅誠爲關心永定河治理問題及研究水利工程者不可不讀之作品每部售洋十五元但工程界或圖書館定購照八扣計算以示優待如欲購閱者請逕向天津義租界五馬路十一號本會接洽可也

華北水利委員會啓

雨量記載之研究

顧世楫

記載雨量，至簡單之事也，但欲求其精確則甚難。試以兩雨量計，置於同樣地位，而相去數尺，則其記載必微有不同。若高下之間，稍有分別，則更易有顯著之差異。凡此固尙無確功之理論可憑，不過藉實驗資料，互相印證而已。

此尙就降雨量而言，若兼及雨勢之緩急，時間之久暫，以及面積之廣狹，則其錯綜複雜，更難一一辨別。故僅就此最簡單之雨量記載而論，亦饒有研究之價値。

一九三二年美國土木工程雜誌中，曾有關於氣象資料之研究一文。其大意因美國土木工程師學會擬改善美國氣象局之工作，曾徵詢各會員意見，僉以爲氣象資料尙乏研究，以致工程上之用途不廣。故該會氣象資料分組委員會之主席遂發表此文，藉以鼓勵各大學高級生及畢業生，從事此項工作俾得作爲畢業論文。原文曾提出雨量，雪量，蒸發量及氣溫四項，作爲研究對象。惟其中以雨量之研究，述之尤詳，故著者節譯其意如次。

吾國現在從事作雨量記載之地點，已逐漸普遍，幸勿以爲此乃極簡單，而毋庸研究之事。其能參照來文所述，一試其成績，當更有特殊之興趣。或能不吝珠玉，藉本刊發表其心得，尤所欣盼。

玆將關於雨量記載可研究之事，條列如次：

(1)屋頂上之雨量記載，與地面上之雨量記載，其關係若何？因在人烟稠密之區，空地難得，將雨量計設於屋頂，爲難免之事實。但兩處之雨量實不相同，且高處必較地面爲少，其關係若何，應根據實測資料確定之。

(2)在屋頂上各別地位之雨量記載，其關係若何？因屋頂面積甚大，置雨量計於中心，或置於其近邊，不能無所差別。尋常多承認置於近邊處之雨量記載爲不準確。

(3)障礙物與雨量計之距離，究須若干，始可不受影響？尋常多規定爲高度之一倍半至二倍，亦有自雨量計承雨口起，作與水平線成45°角之斜線，其低於此斜線者，可無妨礙。但亦不無問題，故可在距障礙物遠近不同之處，多設雨量計數個以比較之。

(4)雨量計承雨積之大小，關係究屬若何？卽以直徑大小不同之雨量計，同時

觀測，並與美國氣象局之標準式雨量計互相比較，視其差別若何。尋常可以大小不同之家用鐵罐，提桶，水盆等，作爲試驗之助。

(5)雨量計不能按日記載，須歷一月或數月始能記載一次者，其相差若何？因在偏僻地點無法覓得相當觀測人員，不得不定此權宜辦法。有時往往約估蒸發之耗損，或在雨量計中注以橄欖油，防阻蒸發。

(6)地面高度與雨量之多寡，有何關係？尋常多以爲山坡迎海風之面，雨量特多。但其坡度及地形之影響，鮮有研究者。

(7)地形不規則與降雨量之影響若何？以及表示地形之同高線，與等雨量線有何關係否？

(8)降雨量受植物阻隔之影響若何？不僅注意森林，須兼及矮樹綠草，並當分別雨勢之緩急而研究之。

(9)多雨少雨年分之週期，究有規則否？若取長時期之記載而研究之，往往可以發見毋隔若干年，必有雨水極盛之年一次，同樣亦有雨水極少之年一次。此即旱潦之所由成，故極有注意之價值。

(10)研究一種比較省費之自記雨量計，猶以能適用於偏僻區域，能自動開始記載，及能自動停止記載者爲佳。

以上各項，除第十項外，殆皆可藉極簡單之儀器，徵集資料而研究之。甚至如第一，二，三，四，五，六各項，須藉多數雨量計互相比較者，雖更簡便之盆桶，亦在採用之列，可見着手之不難。惟必須研究之人，事必躬親，否則難免不合法度而失眞相。其所以不需極精確之儀器者，蓋因一次之比較，本不足爲憑，必經長時間之觀測，取其平均數，則其出入當然甚微。上列項目中，所以未列雨勢及時間之研究者，蓋爲此項研究，必須根據於自動記載始可準確，事實上斷難普遍。若能備有自記雨量計，或不止一具者，則其可研究之範圍，自必更廣。

黃河試驗簡要報告之一

恩格爾斯

關於含泥之直形河流，在各種隄防形式及各種水位下，所受影響之大，規模模型試驗，以作解決治導黃河問題之助。

奧貝納赫，瓦痕湖上水工及水力試驗場主任虎博特，恩格爾斯於特萊斯敦。

予於一九三一年〔一〕所作試驗得有結果如下：

(一)洪水對於河底之影響在最大隄距一一公尺(Ⅰ)爲最小，在最小隄距四，五公尺(Ⅲ)爲最大。換言之，即河底中最高沙檻與最深水潭之高低差異在最寬隄距爲最小，在最狹隄距爲最大也。

(二)隄距最大而在河灘地附以引隄（Ⅱ）者，其過渡段最開展，即最適宜。

(三)隄防形式(Ⅲ)其改造航槽不如隄防位置(Ⅰ)之有益。

註〔一〕見 Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1932, Heft 4. H. Engels, Grossmodellversuche über das Verhalten Eines Geschiebe Führenden Gewundenen Wasselunfesunter Der Einwirkung.

(四)隄防位置(Ⅲ)逼狹洪水河床太甚，不能使洪水面因以降落而反以增高。

予曾於此加註，謂此數項結果，對於河工上凡以圖降落洪水面之所用方法，最關緊要。故深欲以最大規模將此問題再加切實研究。而於需賴此問題之解決以資治導諸大川，如米細細比，黃河等之特性，加以顧及。

上所述之報告，寄交工程處長李君儀祉閱後，李君來函，謂瓦痕湖之大規模試驗，可適於試驗治導黃河問題之用。且將作一切準備，使見諸實行。予於是致函李君，謂此等試驗可使縮狹隄距究否可以刷深河槽而因以降落洪水面之問題，澈底明瞭。欲作此試驗，宜先作一百公尺長直形之模型槽。河床形式於開始先作梯形，以炭泥作平衡河底，以混凝工作岸，試驗費需一萬六千馬克。

一九三二年，此項試驗得蒙受河患最烈之河南河北及山東三省政府捐助。於是一切關於黃河之試驗準備，即在奧貝納赫起始。

試驗槽之佈置及尺寸大小，視第一及第二圖，可以了然。

初擬以流動料(泥沙)注之於槽之首端而收聚於槽之末端一澱池內，如一九三一年試驗所用者。繼以所用流動料極其細微所需要之澱池費將甚多，乃以週流運轉法代之。其設備視第一圖，其詳細說明載於續行寄上之報告全圖，茲但舉其要略：

低水週流所需之水量，在試驗起始之前，先由清水進路注入一唧水潭。槽之末端備有唧泥器。水以之陞入一鐵製之靜水櫃，其上具有調節牌。水由此導入木製之週流槽。靜水櫃備有四十五公尺長之滾水沿，藉以保持恆壹之壓力。如欲增加週流每秒流量，以達洪水需要之水量，則加水於靜水進口而已。水行河槽中帶下之沉澱質，以唧泥器唧之，經過急斜之週流槽，而輸回於槽之入口，以免於河槽內致有死水之處。而沉澱質因之停積，減水時贍餘之水量，由靜水池中二管流出，而歸於澱泥池。試驗時所用之細質，經過極詳慎之預備試驗，以規定之。因無許多中國黃土，乃以油炭粉屑，粒經由〇至二公厘，此重每立方公寸一•三三公斤者代之。其經過細篩之情形，見第三圖。其他經過研究諸細料過篩之情形，備見以後寄呈詳細報告中。

用選擇適當之細料，作預備試驗於特製之小木槽以定相當之降度為〇•〇〇一一。按合場所情形而規定之河槽大小，得模型在平面之尺寸比例為一•二六五。設天然隄距為一四七〇公尺得模型尺寸為八九一五公厘。天然中水河床之寬為三二五公尺，得模型尺寸一九七〇公厘。

為免去河灘地上於洪水深度時發生薄層之溜，故將模型比例尺之高，倍於其長為之。即高比例為一二八二•五。據予所知之參考書，最大洪水位為每秒九千立方公尺時，模型水深應為一〇九公里。合天然水深八•八公尺。

經過試驗之最小深水為五四•六公厘。在天然為四•五公尺。

由以上所定各數規定模型水量為：

最高洪水位HHW時每秒一九三•〇公升。

中 水 位W W時每秒六九•〇公升。

低 水 位N W時每秒二三•七公升。

水位過程曲線視第四及第五圖亦據余所有關於黃河之參考書繪之。含泥之量，則非按所知之發表資料强定之以求符合，乃聽之於各種通過流量之自然演致。欲求達到洪水量，即由第一圖中所示之清水入

曰，不斷地加入清水，求適合於水位過程曲線。若由洪水減至低水，則含泥之水由靜水池經過二管放於墊泥池中，（第一圖）亦求適合於水位過程曲線。

用週流運轉方法則水中含泥之量能自動調節。或疑此法不能恰合於天然現象，此疑點將於下列「試驗之結果」中釋之。時間比例尺定爲每二十四點鐘爲一模型年。試驗開端由修平之河址起始。故覺延展試驗時期爲模型年三年爲適當。第二模型年卽得一自然演成之寬河床而第三模型年則不過就先一年所得結果再加以證實耳。

玆再須提明者，模型年若選擇適當，則凡於河床之變演，流速之增減，兩岸沙檻推移，皆能致適合於天然。此在上萊因河之直段，已經證明者也。

試驗凡分兩組爲之：Ⅱ（隄距三八二五公厘）及Ⅲ（隄距八九一五公厘）每一組各佔通流全時七十二點鐘。每秒流量相同，所得結果俱列第六圖表中。

試驗結果

第六圖表中所列之數字，但爲第三模型年洪水試驗所得。至低水試驗所得之相當數字，對於本問題關係較輕在達到低水位以前，河床發生縐摺，致因河床粗糙不能與洪水時情況直接作一比較。此種縐摺之發生，當可以徐緩之特別試驗免除之。但未用此法，因水位復增後縐摺卽復消滅也。河床本來之演成不因此縐摺而生變異。此曾經特別試驗證明之。又流速算式 $V = c\sqrt{Rj}$ 中之糙率系數c在試驗Ⅱ較大於在試驗Ⅲ。雖每秒之排泥量在試驗Ⅱ幾倍大在試驗。Ⅲ至水面降度之比較。在試驗Ⅱ僅大於在試驗Ⅰ爲百分之二。以排泥量及糙率之相差數衡之，幾不足爲輕重。

由洪水減至低水時，及謹愼徐緩放空水槽時，澱泥池中所沈澱之泥量，在試驗Ⅱ所得結果倍多於在試驗Ⅲ。至洪水時每秒泥量與澱泥池中所沈澱之泥量，似略有差異。其原因由於前者在試驗Ⅲ於死水之處（週流槽，靜水櫃，水槽之進口出口）所沈澱之質較在試驗Ⅱ爲多。且在澱泥池中所沈澱之泥量爲三模型年所共有而在第六圖表中所載洪水時平均含泥量，則僅限於第三模型年。洪水位之平均高在試驗Ⅱ爲＋97.8867在試驗Ⅲ爲＋97.8734公尺。

洪水時之水深，對於起初修平之河底，在試驗Ⅱ爲一一〇公厘，在試驗Ⅲ爲九六・七公厘。由橫斷面實際測量所得。洪水時之平均水深在試驗Ⅱ爲一一四・五公厘，在試驗Ⅲ爲一一七・六公厘，河槽之刷深在試驗Ⅱ爲八・八公厘，在試驗Ⅲ爲

二九・三公厘。此值由河槽中所輸下之泥質總量，平均分配之於河槽總長得之。以上所得之數又細加測量一縱斷面以校之，所得之平均河床刷深，在試驗Ⅱ爲七・九公厘，在試驗Ⅲ爲二七・四公厘。試驗所得床址之刷深量，較之試驗Ⅱ遠過於所期望者。其原因如下：

蓋隄距狹小，則河槽中及河灘上之流速以及其水深，皆較大於隄距之寬大者。惟其如此，故其刷泥之力亦大。且使所帶之泥質，鮮有機會可以停積。仿照河流年汛用週流運轉方法循環爲之，而不復再加以泥量，則見其有恆壹態度之河床刷深。蓋就兩種隄距及同樣之水面高，以作試驗，每至槽之終端，皆對準其時點而不復覺有刷深河槽及增長河灘之現象也。又當由洪水減至低水時，澱泥池中所沈澱之泥量，亦得爲最終之植。上適所言者，可因含泥量每歲之減少百分率證明之。在試驗Ⅱ八模型年後所達到之程度，在試驗Ⅲ則四模型年後其功已見。隄距之寬大者，於模型年加增，則河槽之刷深漸見逐年減少以至停頓。而隄距之狹小者，則刷深增强。此理由下列事實，亦可見之。蓋於狹隄距之試驗，由洪水位減至低水位時，泥質大部均經過澱泥池輸去。而在隄距之大者，泥質多得機會以沈澱於寬衍而爲紓緩漫流所蓋之河灘也。水之含泥量在同樣之每秒流量下，在狹小隄距因有較大之水深及適宜之橫斷面式，遠高於在寬衍之河灘。

由此次首創用週流運轉方法所作之模型試驗，得一新法。擬於計劃續行之終結試驗爲之。使所加入之泥量按照一基定之逐年含泥量曲線爲之。此次所作試驗所以未曾用此法者，因缺一儀器故也。此儀器可使每次應含泥量即速能以表現。現已於奧貝納赫製成此儀器而加以檢驗。

一九三三年計劃續作之試驗節目，爲一九三一年試驗之複習而用一彎曲之水槽。但用含泥之水，又推廣試驗於彎曲之隄，用兩種隄距。故總計之爲試驗四組也。

終結試驗預算表

(一)現時設置之改造	15000馬克
(二)購備儀器	5000
(三)購備試驗用煤屑	2000
(四)人員薪工	9000
(五)思格爾教授名譽俸金	5000
(六)預備費	2000
共計	38000馬克

注意　本年試驗凡費去二萬二千馬克

特萊斯敦一九三二，十一，二十四，

虎博特思格爾斯署名

照抄恩格爾斯來函譯文

李協先生閣下：

茲奉上予之黃河試驗簡略報告，爲予及令姪李賦都及奧貝納赫水工試驗場工程師喬治衞根適所完成者。令姪學識精湛衞根爲予試驗場最可恃助手予得其力甚多

至試驗全部資料，甚爲繁富。將由閔欣試驗，所於最短期間，整理完竣奉上。

報告書中所建議，終結試驗預算三萬八千馬克，須使能於一九三三年四月內起始，如是則至一九三三年十月，可以按新試驗計劃從容完成。予所以先奉上此簡略報告者，以便閣下預爲籌劃，允許此欵，使閔欣試驗，所得早爲準備；使此終結試驗，至遲得於四月內起始。

所列預算中，有爲僕本人之名譽金一項五千馬克，想必蒙閣下所贊允。蓋予自十年以來，留心黃河治導問題。而一九三一年，立此試驗場所，耗金錢及光陰甚多，得以供今日試驗之用，略得微酬，亦覺無愧。令姪李賦都，留此共作終結試驗，所甚願也。

至保護隄工之問題，則至來年試驗完成之後，予尙不能與以終結評斷。蓋關乎此點，必全河下游有詳細之測量也。

一九二八年九月七日，上尉陳儀先生過訪，曾爲致一書，涉及治導黃河之事，摘錄如下：

附上特萊斯敦教授虎各好天所條陳測量黃河下游計劃，據其計劃，測量黃河下游全部外勤及內業，約需三年。黃河水文測量工作，亦須同時舉行。黃河下游全部治導計劃，至早須在測量工作起首三年以後，始能爲之。又一年以後，始能着手治導之預備，及實際工作。河岸，河隄之適當位置，雖必恃全部根本治導計畫告成後，始可確定。但在施行，關於河防工程，不可少有間斷也。

根本治導工程約需時三十年。全部工程費用，約需三萬萬馬克，每年一千萬馬克。起首四年中測量及計劃工作費用，約需五十萬馬克；但應置飛機一架之費在外。

測量之圖，應有千分之一平面圖，河身橫斷面圖，每相距約三百五十公尺一幅；河身縱斷面圖，須含有河底及洪水中水低水之水面線。測量橫斷面圖時，同時須測定洪水位中水位，及低水位水中所含之泥沙量。

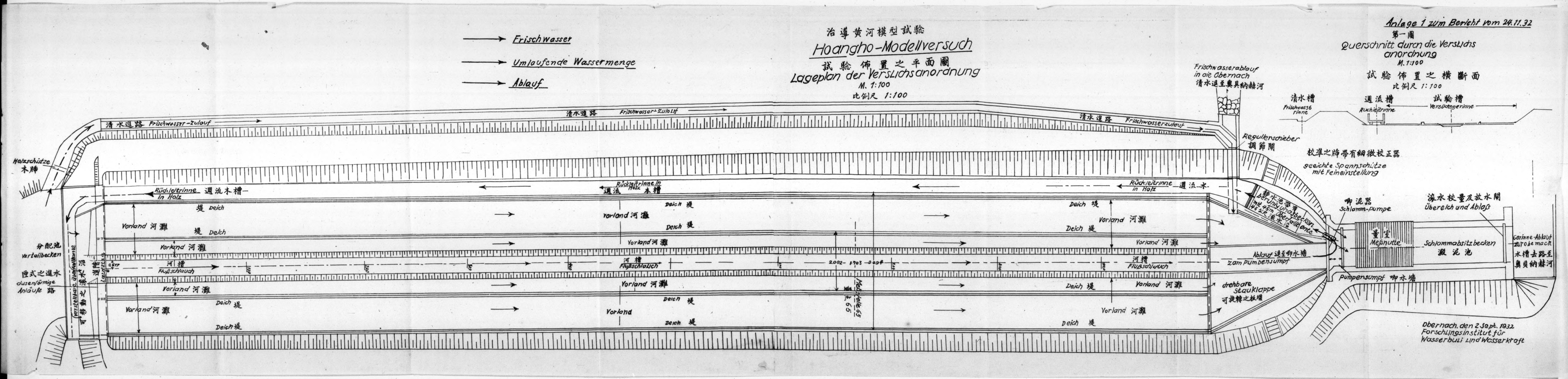
測量工作完竣，予可介紹德國專家來華肋作計畫。予老矣，不能用也。而漢諾勿水工教授方修斯博士，及布里門河工總辦舖拉特，則皆上選也。謹

祝

台安

虎博特恩格爾斯白

一九三二，一一，二四



Anlage 1 zum Bericht vom 24.11.32
治導黃河模型試驗
Hoangho-Modellversuch
試驗佈置之平面圖
Lageplan der Versuchsanordnung
M. 1:100
比例尺 1:100
Frischwasser
Umlaufende Wassermenge
Ablauf
第一圖
Querschnitt durch die Versuchsanordnung
M. 1:100
試驗佈置之橫斷面
比例尺 1:100
清水道路 Frischwasser-Zulauf
Rückleitrinne in Holz
迴流木槽
Vorland 河灘
Deich 堤
河槽 Flußschlauch
Holzschütze
木牐
分配池
Verteilbecken
匣式之進水
düsenförmige Anläufe
Frischwasserablauf in die Obernach
Regulierschieber
調節閘
geeichte Spannschütze mit Feineinstellung
Schlamm-pumpe
Meßhütte
Schlammabsitzbecken
澱泥池
Überelch und Ablaß
Pumpensumpf
drehbare Stauklappe
Ablauf zum Pumpensumpf
Obernach, den 2. Sept. 1932
Forschungsinstitut für
Wasserbau und Wasserkraft



0
5
10

黄 河 模 型 試 驗

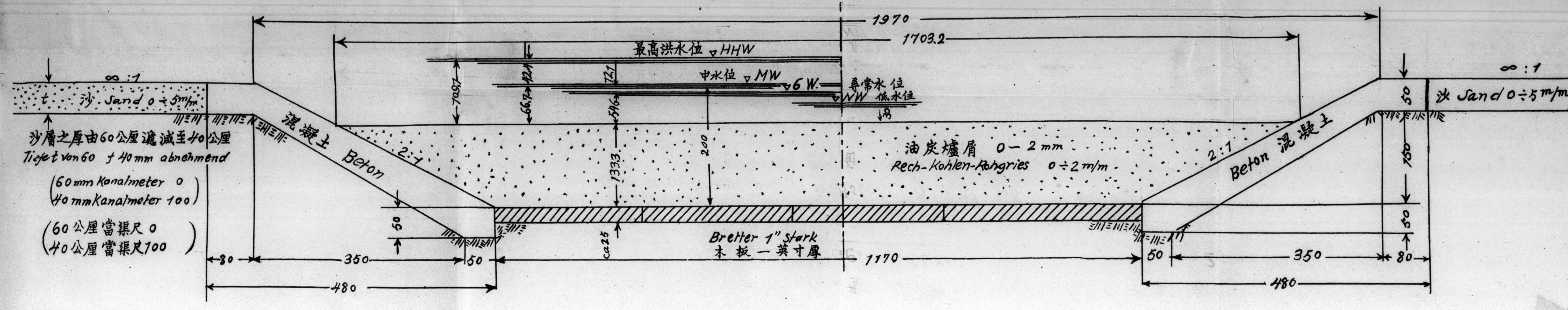
Hwang-Ho-Modellversuch

第二畲

Anlage 2 zum Bericht vom 24.11.32

Querschnitt durch den Flußschlauch M 1:5

河槽之横斷面



Querschnitt durch das Modellgerinne des Hwang-Ho

黄 河 模 型 水 槽 之 横 斷 面

Profil bes Kanalmeter 50

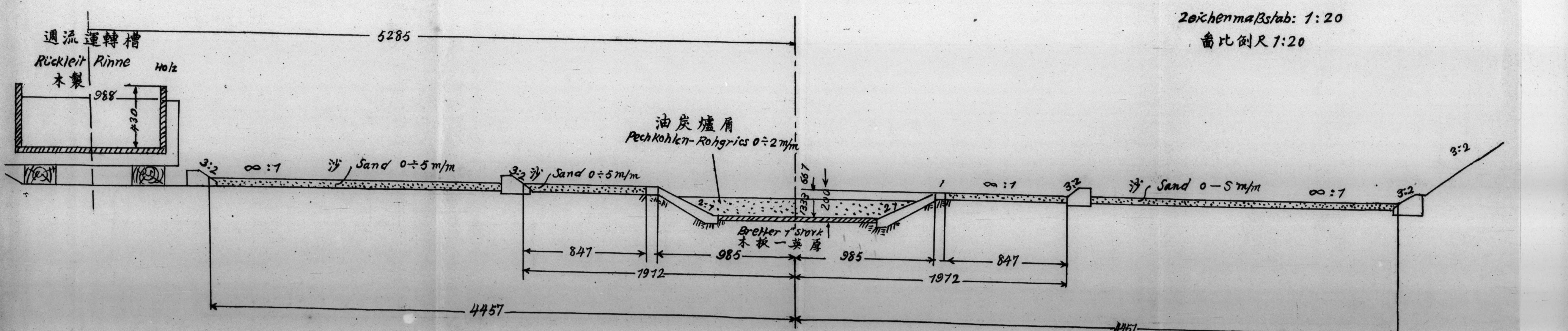
渠尺50之斷面

模型比例尺 長 1:165
高 1:825

Modellmaßstab: L 1:165; H 1:82,5

Zeichenmaßstab: 1:20

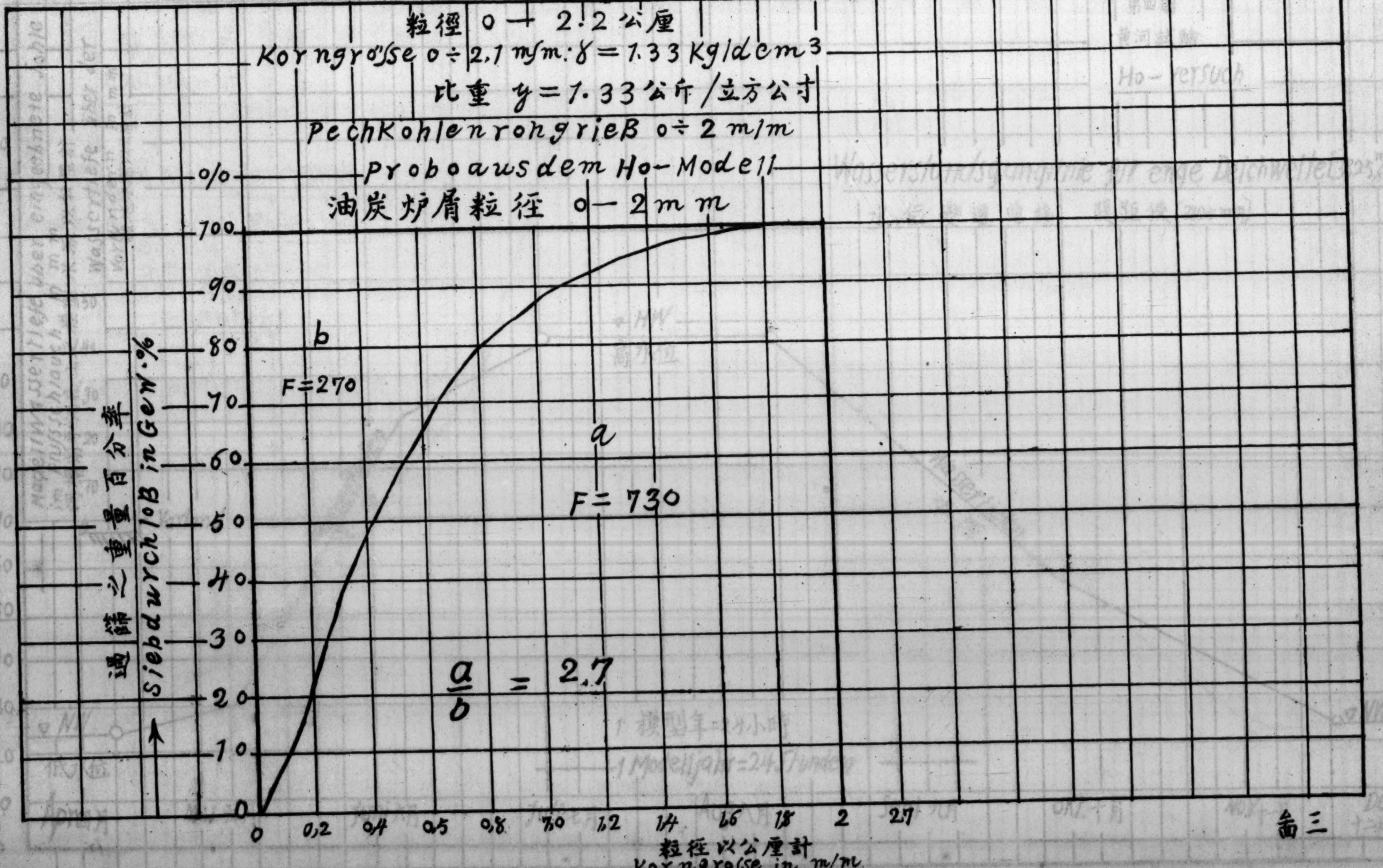
畫比例尺 1:20



Anlage 3 zum Bericht vom 24.11.32

油炭爐屑之過篩情形

Siebcharakteristik des Pechkohlenrohgriesses.

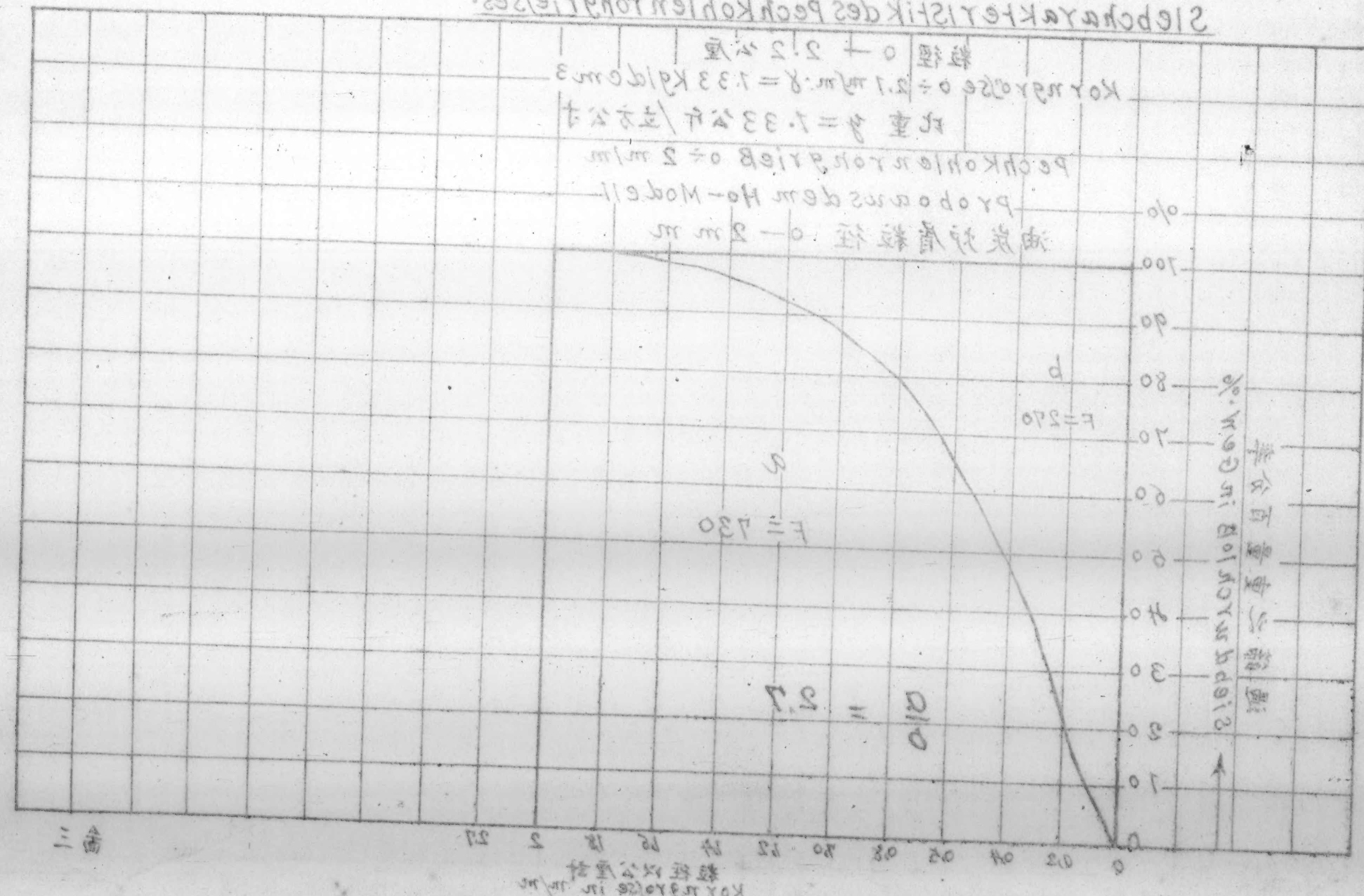


圖三

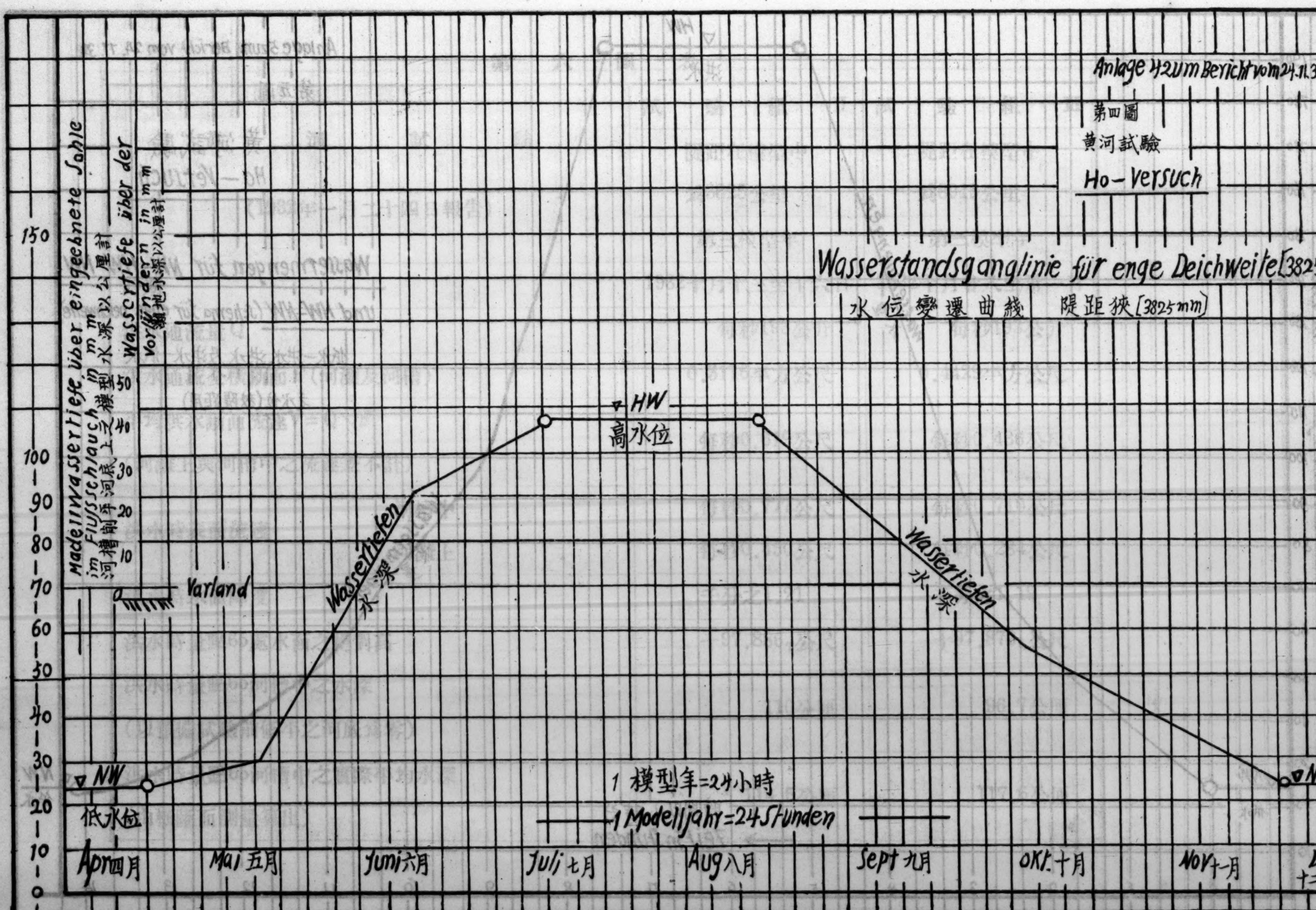
Anlage 3 zum Bericht vom 24.11.32

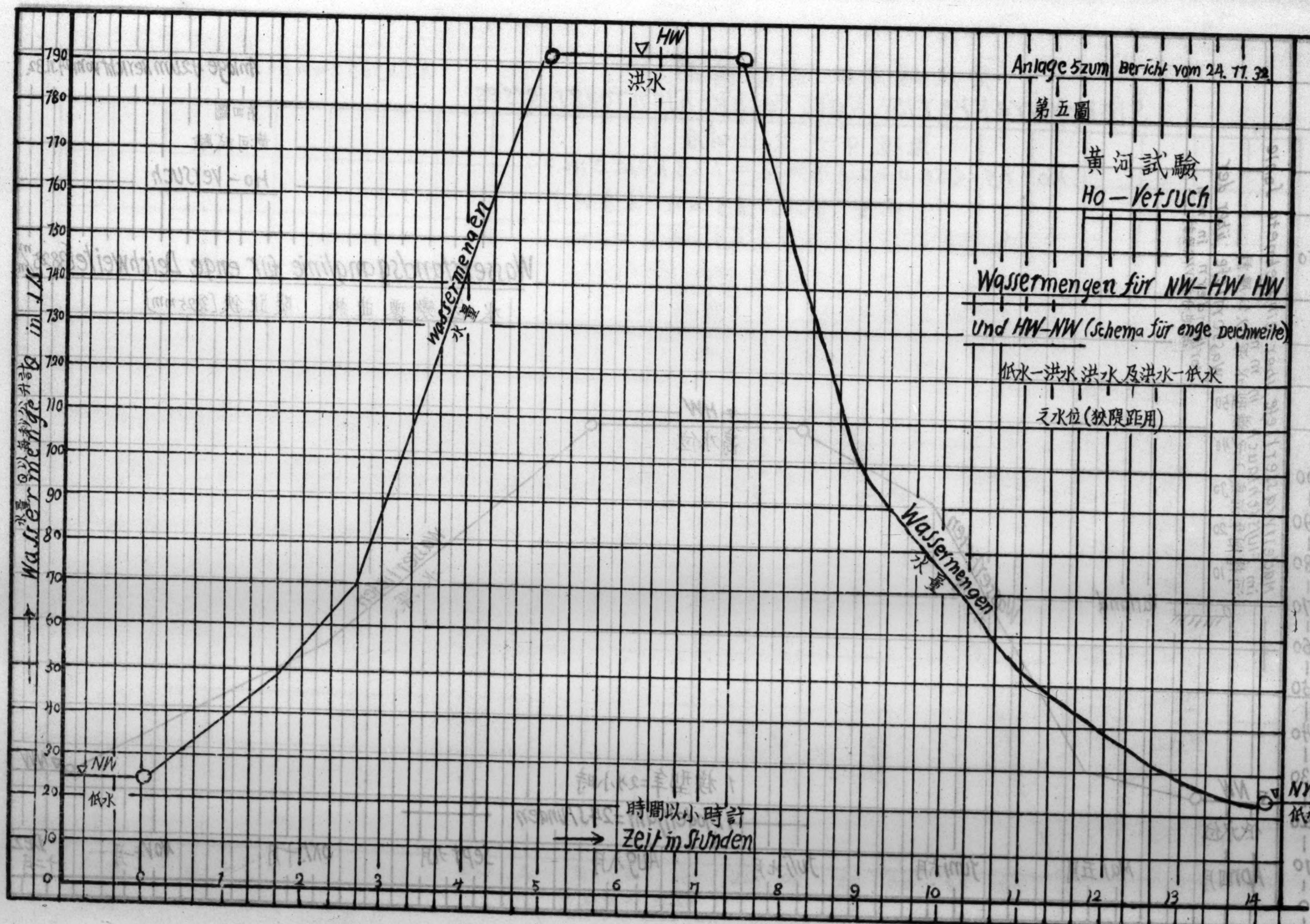
油炭爐用之過篩情形

Siebcharakteristik des Pechkohlenrohgrießes.



圖三


Anlage 4 zum Bericht vom 24.11.32.
第四圖
黄河試驗
Ho-Versuch
Wasserstandsganglinie für enge Deichweite [3825 m/m]
水位變遷曲綫 隄距狹 [3825 mm]
Modellwassertiefe über eingeebnete Sohle im Flußschlauch in mm
河槽削平河底上之模型水深以公厘計
Wassertiefe über der Vorländern in mm
灘地水深以公厘計
Varland
150
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
HW
高水位
NW
低水位
Wassertiefen
水深
1 模型年=24小時
1 Modelljahr=24 Stunden
Apr 四月
Mai 五月
Juni 六月
Juli 七月
Aug 八月
Sept 九月
Okt. 十月
Nov 十一月
Dez 十二月



Anlage 5 zum Bericht vom 24. 11. 32
第五圖
黄河試驗
Ho-Versuch
Wassermengen für NW-HW HW
Und HW-NW (Schema für enge Deichweite)
低水一洪水,洪水及洪水一低水
之水位(狭限距用)
Wassermenge Q in l/s
水量Q以每秒公升計
Zeit in Stunden
時間以小時計
Wassermengen
水量
HW
洪水
NW
低水

第六圖表

黃河試驗（1932年一月二十四日報告）	試驗組 II	試驗組 III
	隄距在模型中為3825公里	隄距在模型中為8915公里
	第三模型年	第三模型年
時期	1932十月十三至十六日	1932十月廿八至卅一日
洪水通流量Q	每秒193公升	每秒193公升
洪水通流全橫斷面F（河灘及河槽）	0.3116平方公尺	0.4429平方公尺
平均洪水斷面流速V＝Q╲F（河灘上與河槽中之流速差不計）	每秒0.619公尺	每秒0.436公尺
洪水時表面流速 河槽中	每秒0.777公尺	每秒0.710公尺
洪水時表面流速 河灘上	每秒0.450公尺	每秒0.284公尺
洪水時水面降度	千分之1.21	千分之1.19
洪水時量點65處水面之絕對高	$+97.886_7$公尺	$+97.872_4$公尺
洪水時量點65河槽中之水深（以預備試驗前修平之河底為零）	110公厘	96.7公厘
洪水時量點65河槽中之實際平均水深（由橫斷面測量算出）	114.5公厘	117.6公厘

洪水通流時之比較平均含泥量	量於閘門	每公升0.963格郎姆	每公升0.485格郎姆
	量於板堰	每公升0.880格郎姆	每公升0.650格郎姆
（非絕對值）	平均	每公升0.922格郎姆	每公升0.568格郎姆
由洪水減至低水之比較平均含泥量	量於閘門	每公升0.740格郎姆	每公升0.396格郎姆
	量於板堰	每公升0.515格郎姆	每公升0.405格郎姆
（非絕對值）	平均	每公升0.627格郎姆	每公升0.407格郎姆
由洪水減至低水之時及放空水槽時澱水池沈澱下之泥量		670公升	320公升
試驗時河灘上沈澱下之泥量	左岸河灘	290.0公升	2625.2公升
	右岸河灘	40.9公升	971.3公升
	共計	330.9公升	3596.5公升
河灘上積淤之平均高	左邊	3.21公厘	7.75公厘
（積淤之泥量平均分配）	右邊	0.45公厘	2.87公厘
	平均	1.84公厘	5.33公厘
死水處沈澱下之泥量		465.9公升	77.7公升
由河槽中輸出均總泥量		1466.8公升	4693.5公升
以上所得之輸泥總量算出河…全段之平均刷深		8.8公厘	29.3公厘
河之平之刷深（由水槽中線測量出之縱斷面算出）		7.9公厘	27.4公厘

黃河試驗簡要報告之二

江鴻 譯
方修斯教授 著

第一節　通論

黃河初步試驗，依洪水流瀉方式之不同，分為二組。試驗之程序，為——低水——洪水——低水。——試驗之目的，在如何約束洪水河床，俾河底足以自行刷深。

(甲)黃河模型之構造

河工試驗，均在「河工試驗槽」內舉行。槽以鐵製，約長二十公尺，寬二公尺半，深半公尺。槽中用沙製成梯形之河床。平均寬度，約為三十公分。河床深度，視需要而定。須於洪水時期，灘地上水深五公分，從河邊至河床，其深度亦為五公分。(參觀第一圖)河床及灘地之縱坡，均為一比八百，蓋與試驗用之沙質，最為適宜也。

(乙)測驗設備

試驗槽底，安設水泥板。其縱坡為一比八百。自板向上，用尺探量，可知河底之精確高度。為便於觀察起見，將河床等深各點，用白棉線連接標識。又豎立水則四根，P_I 至 P_{IV}，用以測驗水位之高低。水則之零點，亦以槽底水泥板為依據。至於水面之坡度，可在量水板上觀察之。量水板有量水管十根，各與一河底標尺溝通。此項河底標尺之距離，各為二公尺，立於河之中央，同時亦可作為河流分站之用。

第二節　甲組試驗

——灘地寬廣——河岸堅固——

為便於觀察洪水氾濫時河流之狀況起見，爰將全部試驗槽之寬度，作為洪水淹及之灘地。而低水時之河床寬度，與洪水時之河床寬度，約為一與八之比（三〇比二五〇，)(參觀第一圖）。河床之兩岸坦坡及灘地上，均用濕沙和水泥粉撒蔽一層。使其表面稍為固結。其糙率仍與沙質相同。試驗之程序為

低水——洪水——低水

按低小為梯形河床內之滿槽水，洪水乃水溢出河床，泛濫灘地，水流充滿試驗槽之謂也。

（甲一)先使低水流過梯形之河床，（參觀第二圖），俾河床適合於天然之狀態。水面坡度，保持一比八百而不變。河底形狀，亦合標準(參觀第三圖)。

（甲二）水面漸由低水位升至洪水位，每次升高約為一公分。洪水之流瀉，不因河身之灣曲而偏倚。水向與試驗槽壁平行，河床僅如斜檻而已。（參觀第四圖）坡度仍為一比八百。（參觀第五圖）。河底之形態，參觀第六圖。

（甲三）龥將水面仍降至低水位，則第五站第六站間，及第八站諸處之沙脊，經水冲刷，逐漸低落。而第四站第五站間，及第七站之深渦，遂被沙淤墊。（參觀第六圖）。河灣深槽之內，亦為沙所塡。河底情狀，如第七圖。水面在試驗開始之時，因沙脊而壅高。試驗終了，仍回一比八百之波度。（參觀第八圖）

甲組試驗之結果，河流灘地寬廣之處，洪水期內，河床之砂石，並不能被刷移動，隨流而去。換言之，卽河床經過洪水後，未必可以刷深也。蓋洪水之流向，與槽壁平行，取最短之途徑，平舖灘地，趨向下游。凡河床與洪水流向相交之處，河床被刷，成為深槽。但冲出之砂石，仍淤積於下方。俟淤沙漸多，高出灘地，則一部份之砂，仍被洪水挾之俱去，分散灘地之上。如河床之地位，與洪水之流向相同，則河底之沙石，隨流移動。迨至下方河灣，又停積成灘。洪水之後，水面降落，回復低水位時，沙石移動之狀況，僅為冲刷沙脊，淤塡深渦而已。故甲組試驗之結果，河流經過洪水之後，沙石地位，雖稍移動，而無長期刷深之現象也。此次試驗終了時，其水面之高度及坡度，以及河底坡度，均與試驗開始時之情狀相同。

第三節　乙組試驗

灘地狹窄——河岸堅固——堤防平行——

乙組試驗之低水位河床寬度，與洪水位河床寬度，改為一與四之比例。（三〇比一二〇）。（參觀第九圖）。河岸坦坡及灘地，仍有堅固之表面。乙組試驗之目的，在約束洪水，使其刷深河底。並於試驗將完，水位降落之時，洪水淹沒灘地之高度，僅為五公分。試驗之程序如下：

低水——洪水

（乙一）低水之試驗，歷時較短。

（乙二）再將水量放大，使洪水淹沒灘地之高度，為五公分。此時之坡度，仍為一比八百。但流量僅為每秒鐘二十六公升。前在（甲二）試驗時，每秒之流量，達四十五公升。如以每秒二十六公升之流量，在甲組寬槽內試驗，則洪水淹沒灘地之高度，祇有三・二公分。在乙組試驗內，假使流量仍為每秒二十六公升，欲求灘地上之水面，降至三・二公分，須將河床酌量掘深。於是下水（卽試驗槽下游之水位）亦

見低落。但第四水則 P_{IV} 處，水面僅降至三·八公分。又按甲組灘地寬廣試驗槽內，如用每秒二十六公升之流量，每小時冲刷之砂，約爲一公升。故乙組試驗槽內，每小時亦從上游投沙一公升。然槽內刷出之砂，，最初每小時爲二·三公升，漸增至四·九公升，嗣復漸減。經過繼續試驗後，刷出之砂，減至每小時一·〇公升左右爲止。（實測之數爲每小時一·二公升）。因下水之低落，水面往往驟起波折。在天然河流建築堤防之處，亦常有此現象。其結果足使河底之砂，被挾移動。此項水面波折，經長時間之試驗，逐漸和緩也。

最初試驗時——如第十圖

試驗將竣時——如第十一圖

一俟試驗終結，水面亦卽降落。其情形如下：

水則	水面低落之數	
P_{I}	五·〇公厘	
P_{II}	六·八公厘	
P_{III}	一〇·三公厘	（九·〇——九·三公厘）
P_{IV}	一二。〇公厘	（希望之數爲一八·〇公厘）

水則 P_{III} 處之水面降落最大，蓋因第八站沿河底較深，糙率較小，流速亦特大也。依照常態，其應降落之尺寸，須在九·〇至九·三公厘之間。至水則 P_{IV} 處，水面僅低落十二公釐。蓋以模型之出口，構造堅固，河底未能刷深之故也。

洪水試驗，歷三十七小時而止。因最後數小時中，水面已不再繼續低降也。（河口堅固）。河床情形，參觀第十二，十三圖。試驗終結後之水面比降，參觀第十一圖。

乙組試驗之結果，經過長時間之試驗，得以精密觀察。當試驗（乙二）終結之時，砂石之冲刷，已漸停止。上游投入之沙，經歷河槽全部冲出。河床及水面，亦均降落。河灣之後，並無淤沙。祗因河口構造堅實，水面未能再行低落，達到河口降落十八公厘之希望。如欲滿足刷深之尺寸，則模型之比例，殊感不便。（河寬與河深爲一與二·五之比）。或僅須撤除河口之橫檻，卽能達到目的，亦未可知也。

第四節　丙組試驗

灘地河窄——河岸堅固——堤距寬窄不等——

丙組試驗之目的，擬將濬洪斷面，選擇數處，使其束狹。換言之，卽堤防距離，寬窄不等。以冀河底之刷深，或能均勻有律。蓋乙組試驗之堤距相等，略有不同也。先將河床加以整理。再作下列三項試驗：

(丙一)經過短時期之低水流行，河床恢復天然狀態。

(丙二)如試驗(乙二)增加水量至洪水位。堤距束狹之處，上游水面，雖壅高二——二•五公厘不等，但水面坡度，平均仍爲一比八百。(參觀第十四圖)。而砂石之移動，較乙組試驗竟加大一倍半之多。河床之刷深，比較迅速。故試驗之時期亦較少。所有河底形態，參觀第十五圖。

(丙三)束水堤 (Leitdeiche) 撤除以後，繼續洪水試驗。水面坡度，仍爲一比八百。水面較(丙二)試驗時，約低五公厘。

丙組試驗之結果，因堤身之束狹，上部水面之壅高，乃有數處河床冲刷較深。比較(乙二)試驗時，河床起伏不均之形狀，大爲減少。(參觀第十二圖內第六及第九兩站之沙脊)。河灣灘地沙石亦不易停留，大都均被冲刷而去。

第五節 結論

灘地寬廣之河流，對於低水河床之影響，最爲不利。蓋濬洪之斷面遼闊，則水流無力携挾沙石以俱去也。故狹窄平行之堤防，以及堅固之河岸及灘地，足使低水河床，經過洪水以後，大爲刷深。更於相當處所，斟酌河流形勢，束狹堤距，則河床之刷深，蓋加平整有律矣。

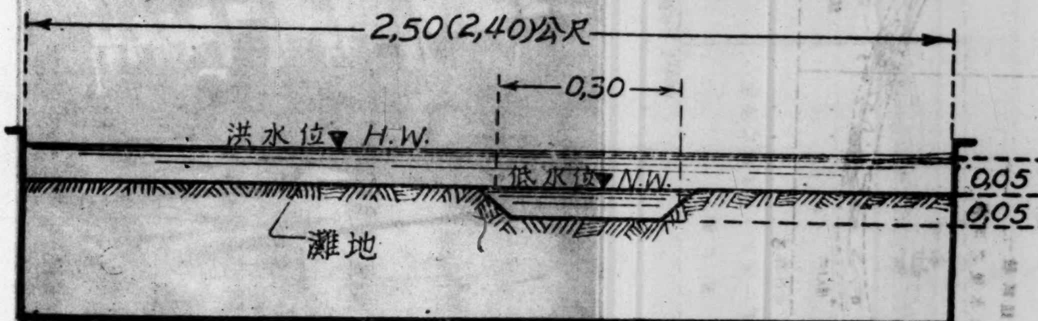
方修斯教授致李儀祉先生函

一九三二，一一，二

逕啓者，前上蕪函，諒已達覽。敝處經費雖甚拮据，但已完成黃河之初步試驗。謹將試驗之經過，製成簡略報告，以供參考。此次試驗之結果，實足證明僕往日之理論尙屬不謬。預料足下委托恩格爾斯教授在奧貝那所作黃河試驗，結果必將與此無所差異。蓋奧貝那及敝處試驗，所用之河床模型與材料，亦均相同也。惟所用沙質，較黃土略粗，須再用黃土試驗，以期精確。僕現已籌備一切矣。介姪並已由僕邀來相助，深望早日完成試驗，得有治黃良策，以利貴國也。僕所需用之黃土，務請早日設法寄下，以竟全功。惟採取黃土，須在黃河河床上十二處分取，每處如取一公升。計灘地上三處，舊河床三處，現河床三處及河岸崩潰處三處，附圖一份，並希登照，不宣。

第一圖

試驗槽之橫斷面

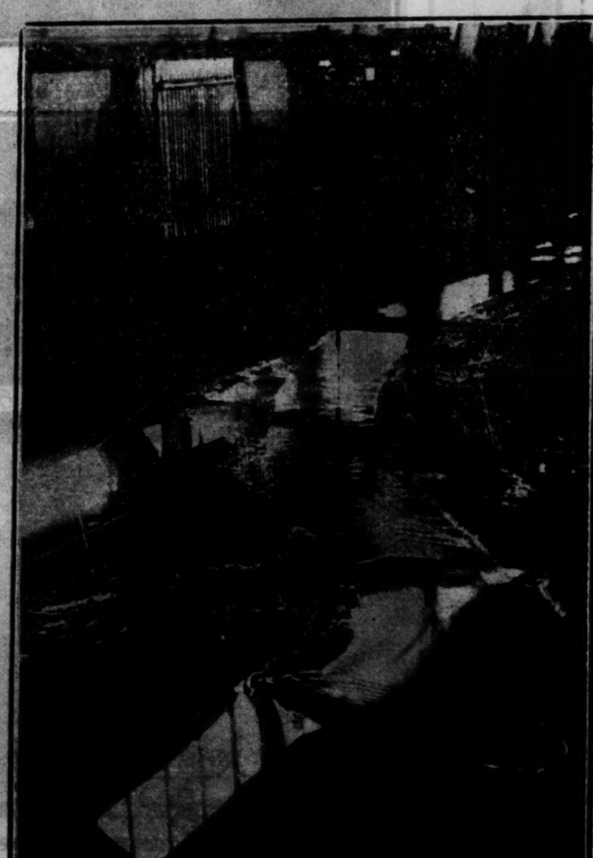


Versuche A1-A3　甲組試驗

Breites Vorland　灘地寬廣

Versuchsfolge: N.W.-H.W.-N.W　試驗程序：低水—洪水—低水

第二圖　甲組試驗一

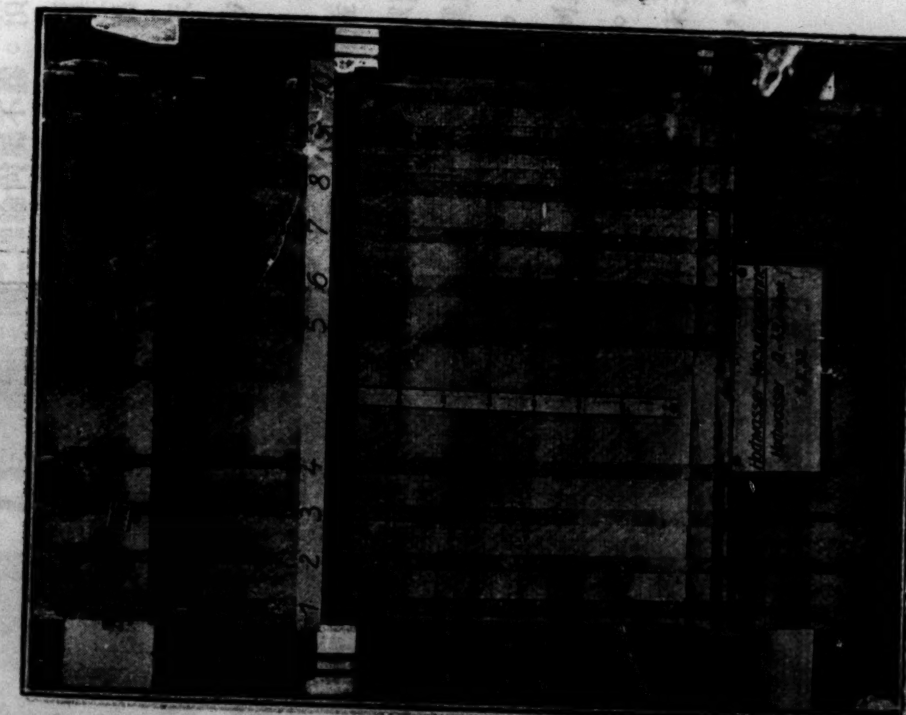


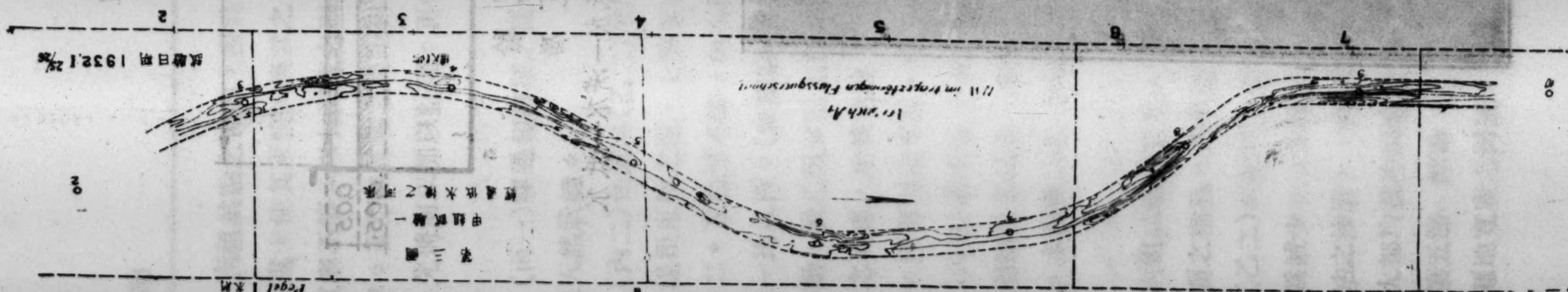
Versuch A_1
Bordvoll = N.W

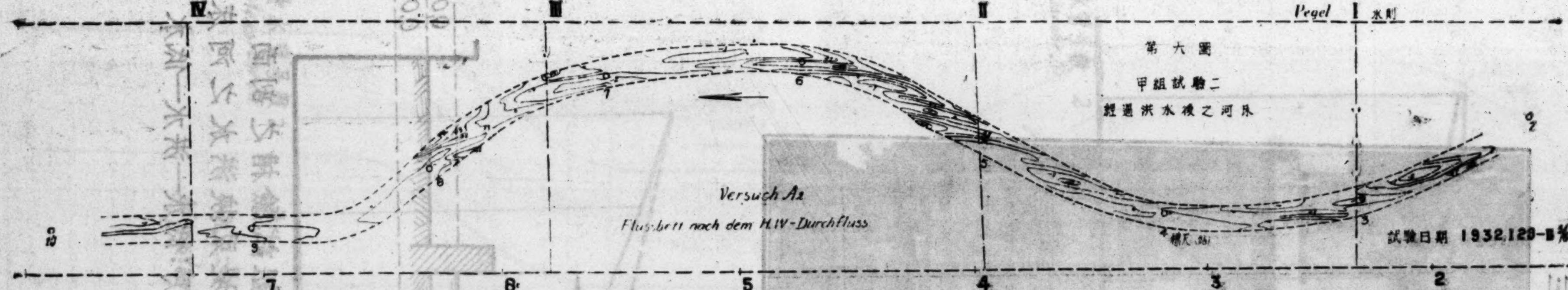
第四圖　甲組試驗二　Versuch A_2
Hochwasser = H.W

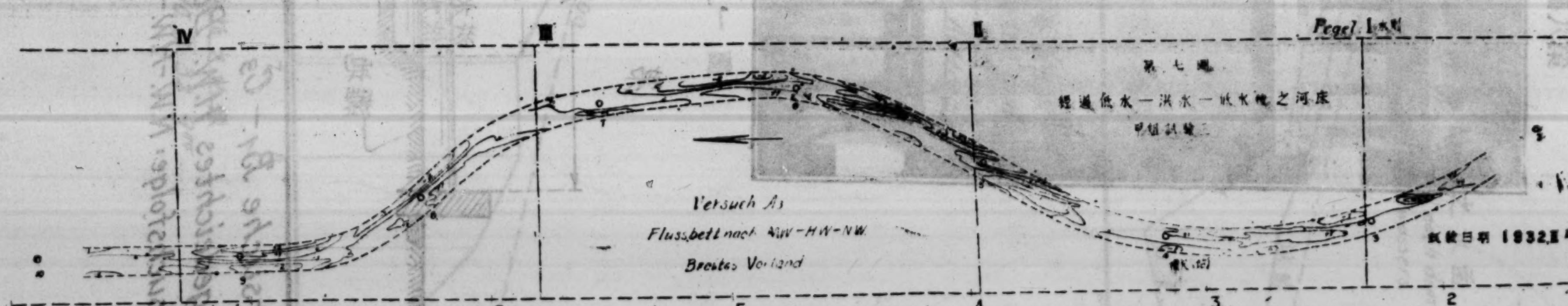


第五圖　甲組試驗二　Versuch A_2

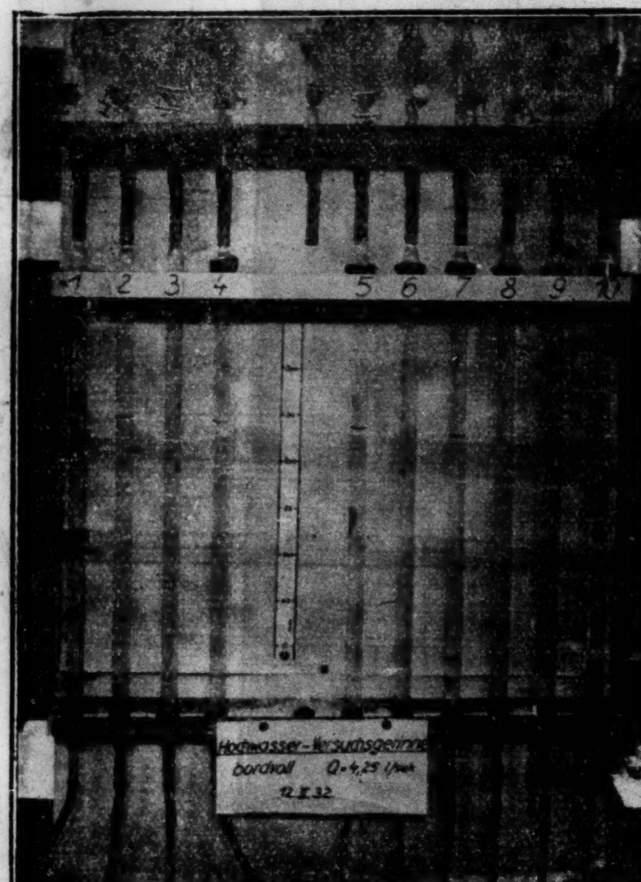





Pegel I 水則
II
III
IV
第六圖
甲組試驗二
經過洪水後之河床
Versuch A2
Flussbett nach dem H.W-Durchfluss
試驗日期 1932.12.9-11/5
2
3
4
5
6
7

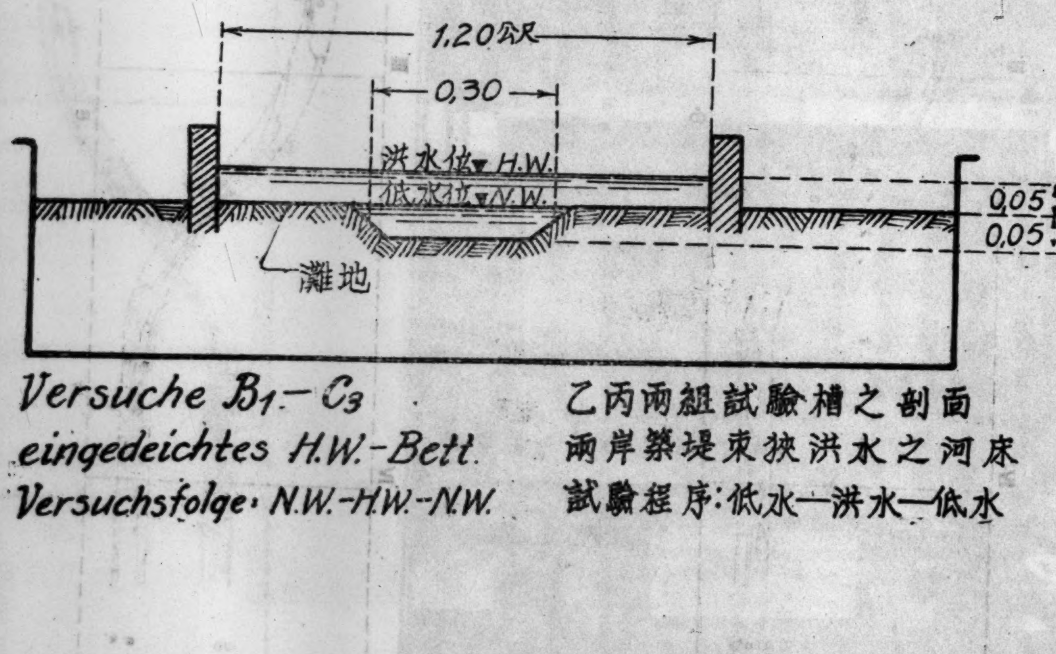

Pegel I 水則
II
III
IV
第七圖
經過低水一洪水一低水後之河床
甲組試驗三
Versuch A3
Flussbett nach NW-HW-NW
Breites Vorland
試驗日期 1932
2
3
4
5
6
7

第八圖　甲組試驗三



Versuch A_3

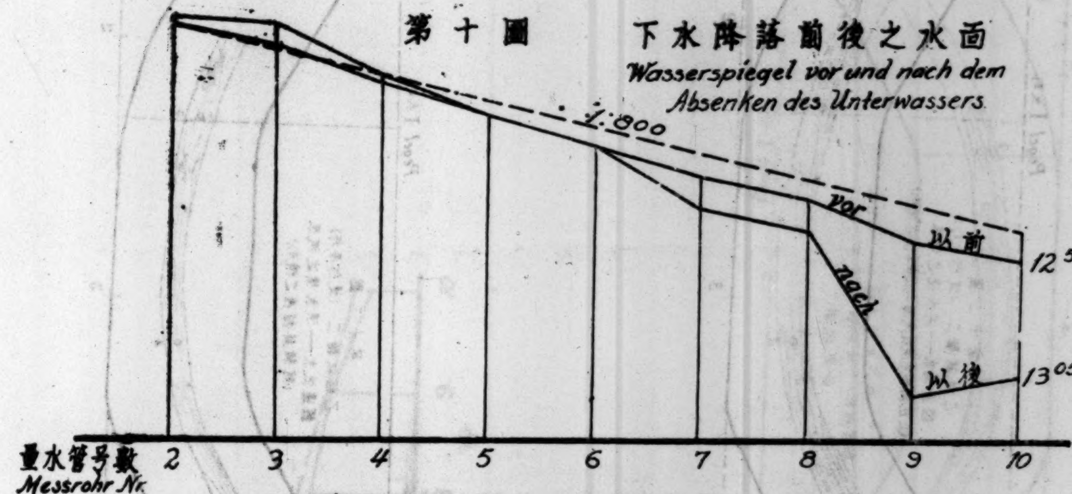
第　九　圖



Versuche B_1.-C_3　　乙丙兩組試驗槽之剖面
eingedeichtes H.W.-Bett.　　兩岸築堤束狹洪水之河床
Versuchsfolge: N.W.-H.W.-N.W.　　試驗程序:低水—洪水—低水

第十圖　　下水降落前後之水面

Wasserspiegel vor und nach dem Absenken des Unterwassers.



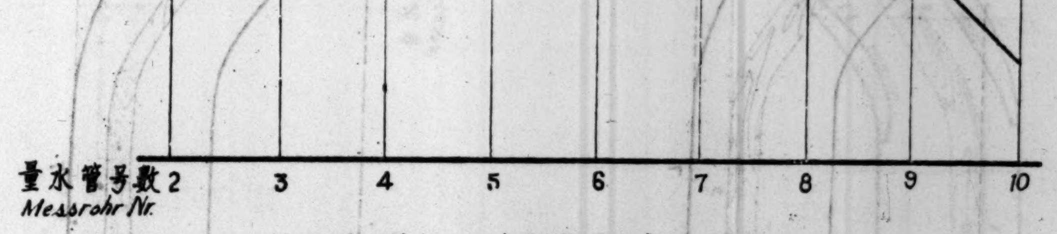
一九三二年三月四日12^{55}及12^{05}時觀察量水板之記錄

Messtafelablesung vom 4. III. 32 12^{55} und 13^{05}

量水板上一公厘＝圖中二公厘

1mm Messtafelablesung = 2mm Auftragung.

第十一圖

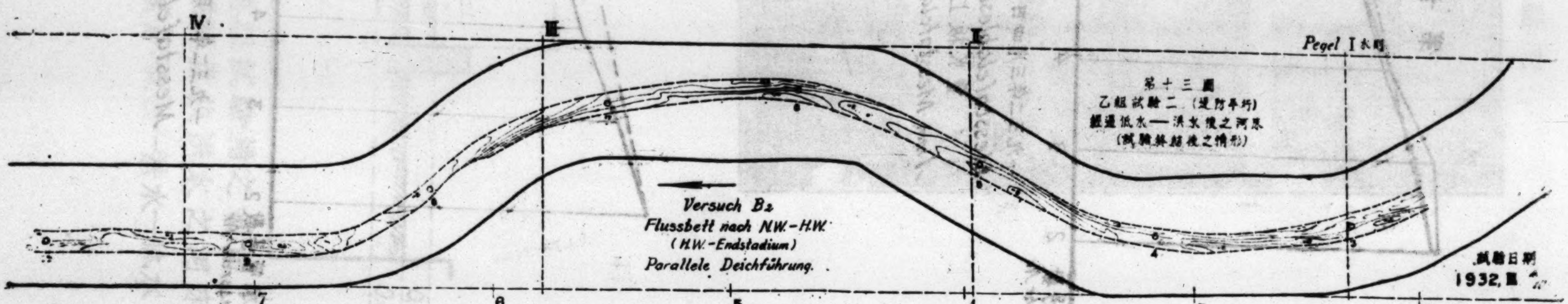


一九三二年三月十日九時觀察量水板之記錄

Messtafelablesung vom 10. III. 32 9^{00}

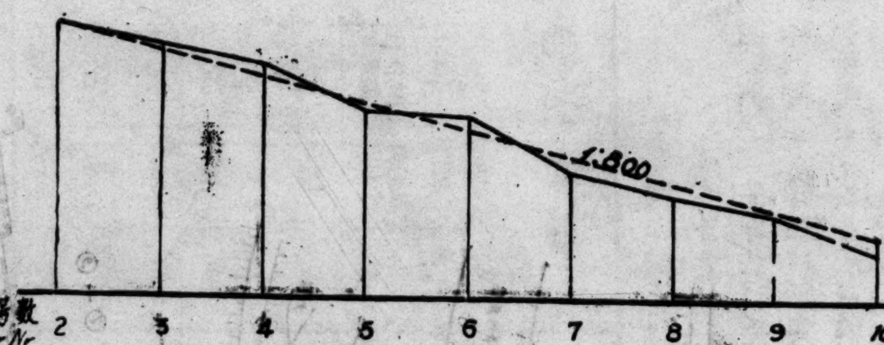


第十二圖
乙組試驗二 (堤防平行)
經過低水—洪水後之河床
(在巨試驗中洪水流河一小時半後之情形)



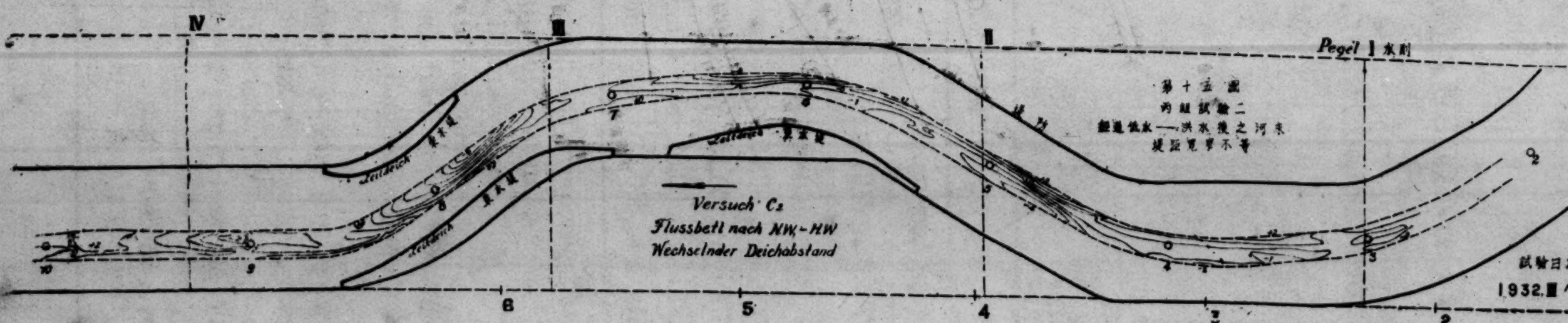
第十三圖
乙組試驗二 (堤防平行)
經過低水—洪水後之河床
(試驗終結後之情形)

第十四圖

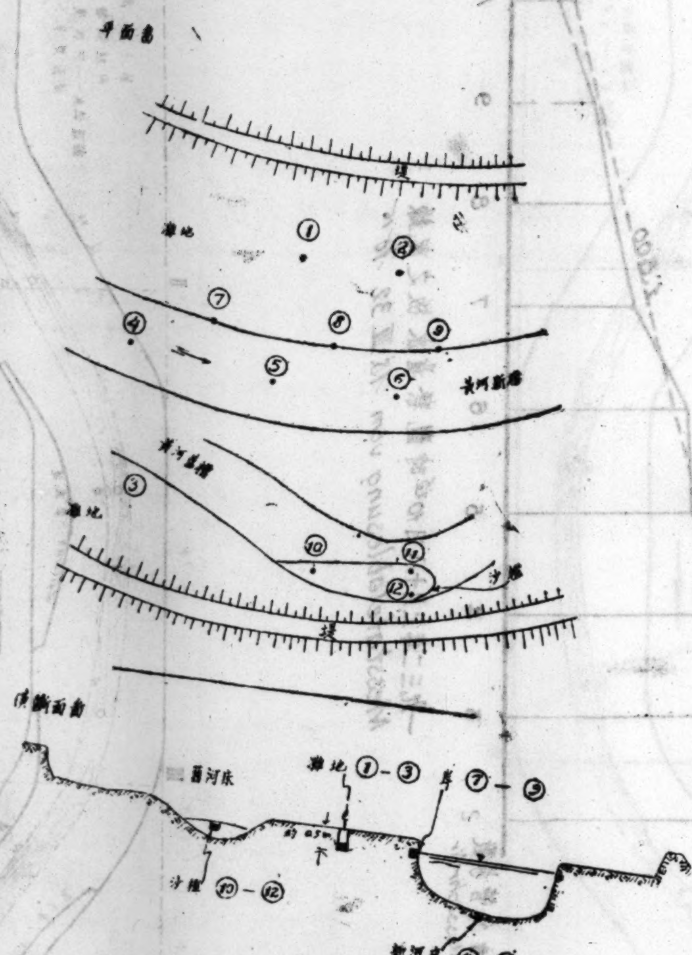


量水管號數 Messrohr Nr 2 3 4 5 6 7 8 9 10

一九三二年三月十八日10^15時觀察量水板之記錄
Messtafelablesung vom 18.III.32 10^15



黃河取土地位圖



水利 HYDRAULIC ENGINEERING

中國水利工程學會印行

PUBLISHED MONTHLY BY THE HYDRAULIC ENGINEEING SOCIETY OF CHINA

本刊定價表

定報處：	杭州浙江省水利局轉交中國水利工程學會
零售	每冊二角合訂本每冊四角
預定	半年六冊連郵費一元二角
	全年十二冊連郵費二元四角
	國外全年起定連郵費三元六角

本刊廣告刊例

等次／地位	特等 底封面之後面	優等 封面內面及對面	上等 插圖前	普通 正文前後
全頁	四十元	二十四元	二十元	十六元
半頁		十三元	十一元	九元

(一)特等廣告四色彩印由本會代爲繪圖不另取費

(二)除特等廣告外其餘均用白紙印月刊正文之本色

(三)如用色紙或其他彩印價目另議

(四)繪圖製版工價另議長期不更換者祇取一次費

(五)長期廣告取費從廉

(六)廣告費先收後登

advertisement rates

POSITION	Rate per insertion	
	FullPage	HalfPage
Outside Back Cover	$40.00Mex	—
Inside Front Cover	24.00 „	—
Opposite Inside F't Cover	24.00 „	13.00
Opposite Pictorial Page	20.00 „	11.00
Ordinary Position	16.00 „	9.00

1. Long term insertions are sudject to the follcwing rates of discount.
   Full Year (12 insertions) 20%
   Half Year (6 insertions) 10%
2. For the outside back cover four colors are allowed with copies and blocks supplied free.
3. For qther positions only one color is allowed and blocks are charged according to current price.
4. Special quality of paper may be supplied with additional charges.
5. Payment shall be made before every insertion.